



TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN
RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS**

**MASRURI ANWAR
NRP. 3110 100 022**

**Dosen Konsultasi:
Budi Suswanto ST., MT., Ph.D**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**



TUGAS AKHIR - RC141501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN
RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS

MASRURI ANWAR
NRP 3110 100 022

Dosen Pembimbing :
BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT - RC141501

PLANNING MODIFICATION OF PESSONA GRESIK
HOTEL STRUCTURE BY USING STEEL WITH
ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) METHOD

MASRURI ANWAR
NRP 3110 100 022

Major Supervisor
BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN MENGUNAKAN RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu
Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik pada
Program Studi S-1
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

MASRURI ANWAR

NRP. 3110100022

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing :

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.

NIP. 197301281998021002



**SURABAYA
MARET, 2016**

PLANNING MODIFICATION OF HOTEL PESSONA GRESIK BUILDING STRUCTURE BY USING STEEL WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) METHOD

Student Name : Masruri Anwar
Student Registry Number : 3110 100 022
Major : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstract

Steel is an alternative to earthquake resistant buildings is excellent. When compared to concrete structures, steel is considered to have ductility properties that can be utilized when the structure of the burden caused by the earthquake. System eccentrically braced frames (EBF) is one structural system retaining the earthquake the most effective for use in earthquake prone areas such as the city of Padang. The advantages of this system is a good ductility with kelelehan sliding mechanism that occurs in a short link. Link is part of the structural elements of the beam formed by the intersection of the beams and bresing.

In the calculation of building structures with EBF system refers to the Earthquake Resilience Planning Standards For SNI 03-1726-2012 Building Structures, Steel Structures Planning Procedures for Building Structures SNI 03-1729-2012, and the Indonesian Loading Regulation for Building PPIUG 1983 . And in analyzing its structure is reviewed by the effect of dynamic seismic load by using auxiliary program SAP 2000.

From analysis and the calculation results, namely: the roof plate thickness 9 cm, 11 cm floor plate, dimensional beam WF500.200.10.16 office, the dimensions of the roof beam WF500.200.10.16, 700.700.22 CFT column dimensions, dimensions bresing WF300.300.15.15 .. Connection of the main structure is planned as a rigid connection with the bolt fub 825 Mpa. Foundation design using precast concrete piles 60 cm diameter with a depth of 30 m. Sloop size 40 cm x 60 cm with the main reinforcement and shear reinforcement Ø10-300 8D22.

Keywords: Earthquake, Steel structures, EBF, short link

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN MENGUNAKAN MEOTDE RANGKA PEMIKUL MOMEN EKSENTRIS

Nama Mahasiswa : Masruri Anwar
NRP : 3110 100 022
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstrak

Baja merupakan alternatif bangunan tahan gempa yang sangat baik. Jika dibandingkan dengan struktur beton, baja dinilai memiliki sifat daktilitas yang dapat dimanfaatkan pada saat struktur memikul beban akibat gempa. Sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) merupakan salah satu sistem struktur penahan gempa yang paling efektif untuk digunakan di daerah rawan gempa seperti kota Padang. Kelebihan sistem ini adalah daktilitas struktur yang baik dengan mekanisme kelelahan geser yang terjadi pada *link* pendek. *Link* adalah bagian pada elemen struktur balok yang dibentuk oleh perpotongan balok dan bresing.

Pada perhitungan struktur gedung dengan sistem EBF ini mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2012, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1729-2012, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung PPIUG 1983. Dan dalam menganalisis strukturnya ditinjau dengan pengaruh beban gempa dinamik dengan menggunakan program bantu SAP 2000.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu: tebal pelat atap 9 cm, pelat lantai 11 cm, dimensi balok induk perkantoran WF500.200.10.16, dimensi balok induk atap WF500.200.10.16, dimensi kolom CFT 700.700.22, dimensi bresing WF300.300.15.15,. Sambungan struktur utama direncanakan sebagai sambungan kaku dengan baut f_u^b 825 Mpa. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak diameter 60 cm dengan kedalaman 30 m. Sloof ukuran 40 cm x 60 cm dengan tulangan utama 8D22 dan tulangan geser Ø10-300.

Kata kunci: Gempa, Struktur baja, EBF, *Link* pendek

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan yang maha kuasa atas segala berkat dan kasih-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pessona Gresik Dengan Menggunakan Metode *Eccentrically Braced Frames* (EBF)". Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada :

1. Orang tua dan keluarga terkasih yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan bimbingan dan motivasi.
3. Teman-teman yang tidak bisa disebutkan satu persatu.
4. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Seluruh dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan. Seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

HALAMAN PENGESAHAN

ABSTRAK i

ABSTRACT iii

KATA PENGANTAR..... v

DAFTAR ISI..... vii

DAFTAR GAMBAR..... xv

DAFTAR TABEL xxi

BAB I PENDAHULUAN..... 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Perumusan Masalah 3

1.3 Maksud dan Tujuan 4

1.4 Batasan Masalah 5

1.5 Manfaat 5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA..... 8

2.1 Umum..... 8

2.2 Perencanaan Desain Tahan Gempa 8

2.3 Struktur Baja Tahan Gempa 8

2.3.1 *Braced Frames*..... 9

2.3.2 *Moment Resisting Frames* 13

2.3.3	<i>Concetrically Braced Frames (CBF)</i>	15
2.4	<i>Eccentrically Braced Frames (EBF)</i>	16
2.4.1	Elemen Link.....	17
2.4.2	Perencanaan Elemen Link	19
2.4.3	Pengaruh Panjang Link.....	21
2.4.4	Metode Keruntuhan Link.....	22
BAB III METODOLOGI		27
3.1	Langkah-Langkah Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pessona Gresik	25
3.2	Studi Literatur	26
3.3	Variabel Design.....	26
3.4	Preliminary Design.....	27
3.5	Analisis Pembebanan	28
3.5.1	Beban Mati.....	28
3.5.2	Beban Hidup	29
3.5.3	Beban Angin	29
3.5.4	Beban Gempa.....	30
3.5.5	Kombinasi Pembebanan	38
3.6	Konsep Perencanaan Struktur Baja	38
3.6.1	Desain Balok	38
3.6.2	Desain Kolom	43
3.6.3	Desain Balok- Kolom	45

3.6.4	Desain Elemen <i>Link</i>	48
3.6.4.1	Kuat Elemen <i>Link Beam</i>	48
3.6.4.2	Panjang Elemen <i>Link Beam</i>	49
3.6.4.3	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	49
3.7	Sambungan	50
3.8	Pondasi	51
3.8.1	Perencanaan Tiang Pancang	51
3.8.2	Perencanaan Poer	53
3.9	Menyusun Gambar Kerja	56
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER....		58
4.1	Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung	58
4.1.1	Pelat Lantai Atap	58
4.1.2	Pelat Lantai Hotel	60
4.2	Perencanaan Balok Anak	61
4.2.1	Balok Anak Lantai Atap	61
4.2.2	Balok Anak Lantai Hotel	65
4.3	Perencanaan Balok Penggantung Lift 2	69
4.3.1	Balok Penumpu Lift.....	70
4.4	Perencanaan Tangga	73
4.4.1	Tangga Lantai hotel	73
4.4.2	Perencanaan Pengaku Anak Tangga.....	76
4.4.3	Perencanaan Bordes	78

4.4.4	Balok Utama Tangga	83
BAB V PERMODELAN STRUKTUR		93
5.1	Pernjelasan Umum	93
5.2	Pemodelan Struktur	94
5.2.1	Data Masukan Material.....	94
5.2.2	Data Masukan Struktur	95
5.2.3	Pemodelan Struktur 3 Dimensi	96
5.3	Pembebanan Struktur Utama.....	97
5.4	Pembebanan Gempa Dinamis	98
5.4.1	Penentuan Klasifikasi Situs	99
5.4.2	Parameter Respon Spektrum Rencana.....	101
5.4.3	Arah Pembebanan	103
5.4.4	Faktor Reduksi Gempa (R).....	103
5.4.5	Faktor Keutamaan (I).....	103
5.4.6	Kombinasi Pembebanan	105
5.5	Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur	106
5.6	Kontrol Desain	109
5.4.2	Kontrol Partisipasi Massa	110
5.4.3	Kontrol Waktu Getar Fundamental.....	111
5.4.4	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	113
5.4.5	Kontrol Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>)	114

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER..... 121

6.1	<i>Link</i>	121
6.1.1	<i>Link</i> Arah X	121
6.1.2	Pengaku <i>Link</i> Arah X.....	125
6.1.3	<i>Link</i> Arah Y	126
6.1.4	Pengaku <i>Link</i> Arah Y.....	130
6.2	Balok Diluar <i>Link</i>	131
6.2.1	Balok Diluar <i>Link</i> Arah X.....	131
6.2.2	Balok Diluar <i>Link</i> Arah Y.....	134
6.3	Bressing	138
6.3.1	Bressing Arah X.....	138
6.3.2	Bressing Arah Y.....	141
6.4	Balok Induk	143
6.4.1	Balok Induk Memanjang	143
6.4.2	Balok Induk Melintang	147
6.5	Kolom	151
6.5.1	Kolom Lantai Dasar.....	151

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN 158

7.1	Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk	158
7.2	Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.	161
7.3	Sambungan Balok Penumpu Tangga denga Kolom.....	163

7.4	Sambungan Antar Kolom.....	167
7.5	Sambungan Balok Induk denga Kolom	169
7.1	Sambungan Batang Bresing	175
7.1	Sambungan Base Plate	180
BAB VII PERENCANAAN PONDASI.....		188
8.1	Umum.....	188
8.2	Data Tanah	188
8.3	Spesifikasi Tiang Pancang	188
8.4	Analisa Daya Dukung Tiang Pancang	189
8.4.1	Daya Dukung Tiang Pancang	189
8.4.2	Repetisi Beban- Beban Diatas Tiang Kelompok	190
8.5	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang	191
8.5.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	192
8.5.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	193
8.5.3	Beban Vertikal Ekvivalen	195
8.5.4	Kontrol Kekuatan Tiang	195
8.6	Perencanaan Poer	198
8.5.3	Kontrol Geser Ponds Pada Pile Cap	195
8.5.4	Penulangan Pile Cap	195
8.7	Perencanaan Balok Sloof	201
8.7.1	Data Perencanaan.....	201

8.7.2	Penulangan Sloof	202
-------	------------------------	-----

BAB IX PENUTUP 206

9.1	Kesimpulan.....	206
-----	-----------------	-----

9.2	Saran.....	207
-----	------------	-----

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	<i>Momen Resisting Frames</i>	9
Gambar 2.2	Pengaturan Bresing Vertikal	10
Gambar 2.3	Contoh Bresing Vertikal	12
Gambar 2.4	Contoh Bresing Horizontal	13
Gambar 2.5	Momen Resisting Frames	14
Gambar 2.6	Konfigurasi Sistem CBF	16
Gambar 2.7	Konfigurasi Link Pada Beberapa Portal	18
Gambar 2.8	Gaya Yang Bekerja Pada Link.....	19
Gambar 2.9	Vasriasi Kekakuan Elastik	21
Gambar 3.1	Alur Perencanaan Struktur Baja.....	26
Gambar 3.2	Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	31
Gambar 3.3	Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun.....	31
Gambar 3.4	Nilai kc Untuk Kolom Dengan Ujung- Ujung Ideal.....	47
Gambar 3.5	Nilai kc Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang.....	48
Gambar 3.6	Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom	54
Gambar 3.7	Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat	

	Tiang Pancang.....	56
Gambar 4.1	Pelat Lantai Atap.....	58
Gambar 4.2	Penulangan Pelat Atap	59
Gambar 4.3	Denah Pelat Lantai Hotel	60
Gambar 4.4	Penulangan Lantai Hotel.....	61
Gambar 4.5	Denah Balok Anak Lantai Atap.....	62
Gambar 4.6	Denah Balok Anak Lantai Hotel.....	65
Gambar 4.7	Denah <i>Lift</i>	69
Gambar 4.8	Potongan Melintang <i>Lift</i>	70
Gambar 4.9	Model Pembebanan Balok Penumpu <i>Lift</i>	71
Gambar 4.10	Denah Tangga	75
Gambar 4.11	Potongan Tangga	75
Gambar 4.12	Pelat Anak Tangga.....	76
Gambar 4.13	Sketsa Pembebanan Pelat Tangga.....	79
Gambar 4.14	Denah Bordes.....	80
Gambar 4.15	Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga ...	85
Gambar 4.16	Bidang M Balok Tangga.....	86
Gambar 4.17	Bidang D Balok Tangga.....	88
Gambar 4.18	Bidang N Balok Tangga.....	86
Gambar 4.19	Analisa Lendutan Balok Utama Tangga	91
Gambar 5.1	Denah Struktur Hotel Pessona Gresik.....	93
Gambar 5.2	Input Form Material pada SAP 2000v15	94

Gambar 5.3	Input Form Elemen Struktur Pada SAP2000..	95
Gambar 5.4	Pemodelan Kolom CFT dalam SAP2000	96
Gambar 5.5	Pemodelan Balok Menggunakan WF	96
Gambar 5.6	Model 3 Dimensi Struktur Hotel Pessona.....	97
Gambar 5.7	Grafik Spektral Percepatan Gempa	102
Gambar 5.8	Grafik Respon Spektrum Situs E Padang	104
Gambar 5.9	Pembebanan Gempa Dinamis Arah X	104
Gambar 5.10	Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y	105
Gambar 5.11	Kombinasi Pembebanan	106
Gambar 5.12	Area Pembebanan Pada Kolom	107
Gambar 5.13	Detail Area Pembebanan Pada Kolom	108
Gambar 5.14	Hasil Output Beban Kolom	109
Gambar 5.15	Peninjauan Simpang pada Struktur	116
Gambar 5.16	Simpangan yang Terjadi Pada Struktur	116
Gambar 6.1	Denah <i>link</i> untuk Arah X	121
Gambar 6.2	Hasil Output Gaya dalam Pada Link arah X.	122
Gambar 6.3	Jarak Pengaku Pada Link Arah X	125
Gambar 6.4	Denah <i>link</i> untuk Arah Y	126
Gambar 6.5	Hasil Output Gaya dalam Pada Link arah Y.	127
Gambar 6.6	Jarak Pengaku Pada Link Arah Y	130
Gambar 6.7	Denah Balok Diluar Link Arah X.....	131
Gambar 6.8	Denah Balok Diluar Link Arah Y	135

Gambar 6.9	Denah Bresing Untuk Arah X.....	138
Gambar 6.10	Denah Bresing Untuk Arah Y.....	141
Gambar 6.11	Gaya Dalam Pada Balok Induk Memanjang.	144
Gambar 6.12	Gaya Dalam Pada Balok Induk Melintang ...	148
Gambar 6.13	Hasil Output Gaya Dalam Pada Kolom	151
Gambar 6.14	Rencana Kolom Komposit CFT 700x700x22	152
Gambar 6.15	Potongan Terhadap Sumbu X	154
Gambar 6.16	Potongan Terhadap Sumbu Y	155
Gambar 7.1	Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk....	160
Gambar 7.2	Sambungan Balok Utama Tangga denga Balok Penumpu Tangga	163
Gambar 7.3	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom.	165
Gambar 7.4	Tampak Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom.	167
Gambar 7.5	Sambungan Antar Kolom	167
Gambar 7.6	Tampak Sambungan Antar Kolom	168
Gambar 7.7	Tampak Atas Sambungan Antara Balok Induk dengan Kolom.....	170
Gambar 7.8	Tampak Sampign Sambungan Antara Balok Induk Dengan Kolom.....	171
Gambar 7.9	Sambungan Bresing dengan Balok link	176
Gambar 7.10	Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom	176

Gambar 7.11	Sambugna Las Pada Baseplate.....	180
Gambar 7.12	Arah Beban Sumbu X pada Baseplate.	183
Gambar 7.13	Arah Beban Sumbu Y Pada Baseplate.....	184
Gambar 7.14	Tampak Samping BasePalte Dengan Kolom	187
Gambar 7.15	Tampak Atas Baseplate Dengan Kolom	187
Gambar 8.1	Denah Rencana Pondasi.....	191
Gambar 8.2	Konfigurasi Rencana Pondasi Kelompok	194
Gambar 8.3	Penampang Tiang Pancang	198
Gambar 8.4	Denah Sloof yang Ditinjau.....	202

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung	28
Tabel 3.2	Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung	29
Tabel 3.3	Koefisien Situs F_a	32
Tabel 3.4	Koefisien Situs F_v	33
Tabel 3.5	Klasifikasi Situs	34
Tabel 3.6	Kategori Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa	34
Tabel 3.7	Faktor Keutamaan Gedung	34
Tabel 3.8	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	35
Tabel 3.9	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	37
Tabel 3.10	Mencari Nilai ω	44
Tabel 5.1	Tabel Hasil Data Tanag Berdasarkan NSP-T.	99
Tabel 5.2	Parameter Respon Gempa Wilayah Padang Untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak)	101
Tabel 5.3	Rasio Partisipasi Massa	110

Tabel 5.4	Periode dan Frekuensi Struktur.....	112
Tabel 5.5	Reaksi Dasar Struktur	113
Tabel 5.6	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa.....	114
Tabel 5.7	Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah X.....	117
Tabel 5.8	Kontrol Simpangan Natas Struktur Akibat Beban Gempa Arah Y	118
Tabel 8.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	193

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia dikelilingi oleh lempeng Indo-Australia dan Pelat Laut Filipina yang meretas di bawah lempeng Eurasia, dengan lima pulau besar dan beberapa semenanjung, Indonesia telah mengalami ribuan gempa bumi dan ratusan tsunami pada rentang empat ratus tahun terakhir (Aydan, 2008). Didapatkan bahwa untuk periode 2010-2020 akan terjadi minimal 49 kali gempa bumi dengan magnitudo di atas 5.0 yang mana hampir semuanya berpusat di lautan dan berkemampuan untuk membangkitkan tsunami (achmad yasir baeda, 2012) Menurut Madutujuh (1989) bukan gempa yang membunuh, atau pun gedungnya, tetapi gedung yang didesain dengan buruklah yang mengakibatkan kematian, sehingga struktur bangunan harus dirancang tahan gempa.

Tingginya aktifitas seismik yang terjadi, maka dalam perencanaan bangunan di Indonesia harus diperhitungkan aspek-aspek kegempaan, selain aspek beban-beban lain yang bekerja pada bangunan yang direncanakan. Perencanaan dilakukan sesuai lokasi kejadian seperti dalam peraturan gempa SNI 1726:2012. Konsep desain tahan gempa *Eccentrically Braced Frames (EBF)* adalah dimana elemen link ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastik. Kelehan yang terjadi pada elemen link dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang link tersebut. Penelitian yang pernah dilakukan menunjukkan bahwa sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)* memiliki respons yang lebih baik dari sistem *Concentrically Braced Frame (CBF)* maupun sistem *Moment Resisting Frame (MRF)* ketika menerima beban gempa (siklik) pada saat struktur sudah leleh inelastik. Respon yang baik dari struktur portal *Eccentrically Braced Frames (EBF)* disebabkan kemampuan menyerap energi melalui mekanisme

pembentukan sendi plastis pada elemen *active link* yang sangat besar dan konsisten tanpa terjadi pengurangan kekakuan sampai sejumlah putaran (*cycle*) yang cukup tinggi (Hjelmstad dan Popov, 1983).

Elemen link merupakan bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi saat terjadinya gempa kuat. Kelelahan yang terjadi pada elemen link berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang link tersebut (Engelhardt dan Popov, 1989 serta Hashemi, 2011). Bulić et.al melakukan pengujian secara eksperimental terhadap struktur EBF-D dengan penambahan pengaku vertikal pada link geser yang menghasilkan peningkatan gaya geser antara 15% s.d 40 % pada daerah inelastik. Penelitian secara eksperimental dengan variasi panjang link akibat beban gempa menunjukkan bahwa pengaku link menjadi elemen penting untuk mengontrol dan membatasi tekuk awal pada sayap saat badan sudah dalam keadaan inelastik. Penelitian elemen link dengan pengaku badan diagonal baik secara numerik maupun secara eksperimental mulai diteliti (Yurisman, dkk, 2010). Hasil penelitian dihasilkan bahwa penambahan pengaku diagonal secara signifikan berpengaruh kepada kinerja link baik kekakuan, kekuatan maupun energi disipasi. Disamping itu ketebalan pengaku dan bentuk geometri juga berpengaruh pada kinerja link. Dimana pengujian dilakukan hanya berupa model elemen link dan belum menggunakan struktur *Eccentrically Braced Frames (EBF)* disamping itu usulan jarak pengaku diagonal juga belum diusulkan dalam penelitian tersebut.

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung Hotel Pessona Gresik. Gedung yang didesain menggunakan struktur beton bertulang akan dimodifikasi dengan menggunakan struktur baja sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)*. Selain itu, akan direncanakan juga pondasi yang sesuai dengan besarnya beban-beban yang bekerja diatasnya. Modifikasi perencanaan ini dilakukan agar gedung ini dapat dibangun dan sanggup memikul

beban- beban yang terjadi baik gravitasi ataupun lateral (gempa) di wilayah yang memiliki resiko gempa yang tinggi.

Gedung Hotel Pesona yang berlokasi jl. Pnaglima sudirman, Gresik – jawa timur. Luas lahan yang akan digunakan adalah 1.649,3 m dengan total jumlah lantai 12 tingkat. Akan melakukan modifikasi struktur Hotel yang sebelumnya memakai struktur beton bertulang menjadi struktur rangka baja guna mengetahui kinerja dari struktur tersebut.

Peraturan yang digunakan pada modifikasi perencanaan ini yaitu Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2012), Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013), dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan struktur bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)* dan kapasitas pondasi yang sesuai dengan besarnya beban untuk meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Bagaimana perencanaan struktur kolom, balok, plat, link dan pondasi pada gedung Hotel Pessona Gresik merupakan topik dasar perencanaan Tugas Akhir ini.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang di atas, maka untuk perencanaan struktur gedung Hotel Pessona Gresik dengan sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)*, permasalahan yang ditinjau antara lain:

- a. Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan struktur baja gedung Hotel Pessona Gresik dengan sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)* dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.

- b. Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang profil baja dengan menggunakan metode Rangka Pemikul Momen Eksentris?
2. Bagaimana merancang struktur bangunan atas yang meliputi struktur bangunan sekunder, struktur bangunan primer dan sambungan untuk setiap elemen pada konstruksi baja dengan metode Rangka Pemikul Momen Eksentris ?
3. Bagaimana merancang struktur bangunan bawah yang meliputi pondasi dan tiang pancang ?
4. Bagaimana menggambarkan rancangan struktur atas maupun bawah pada gambar teknik dengan menggunakan program bantu aotucad ?

1.3 Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dalam penulisan proposal tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

a. Tujuan Utama

Mendapatkan hasil perencanaan struktur baja gedung Hotel Pesona Gresik dengan sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)* dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.

b. Detail Tujuan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang profil baja dengan menggunakan metode Rangka Pemikul Momen Eksentris?
2. Bagaimana merancang struktur bangunan atas yang meliputi struktur bangunan sekunder, struktur bangunan primer dan sambungan untuk setiap elemen pada konstruksi baja dengan metode Rangka Pemikul Momen Eksentris ?
3. Bagaimana merancang struktur bangunan bawah yang meliputi pondasi dan tiang pancang ?

4. Bagaimana menggambarkan rancangan struktur atas maupun bawah pada gambar teknik dengan menggunakan program bantu autocad ?

1.4 Batasan Masalah

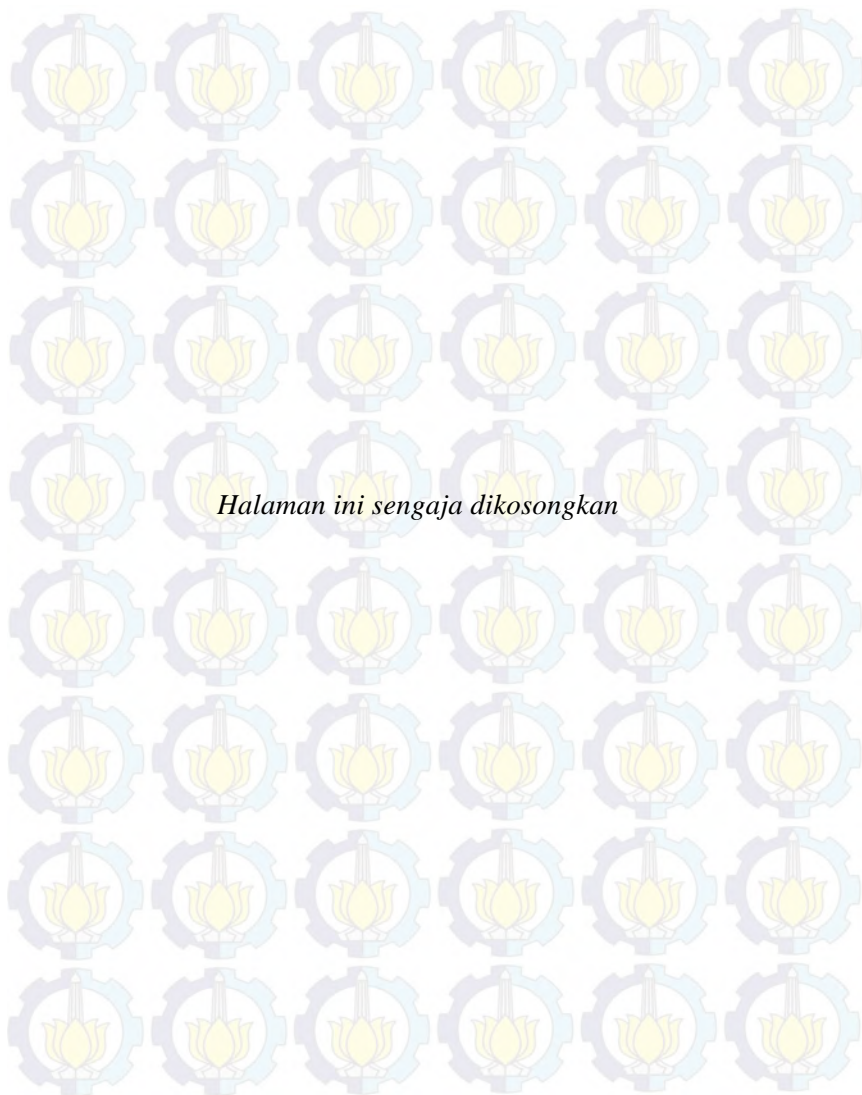
Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan di atas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi :

1. Perencanaan gedung ini dimaksudkan sebagai bahan studi sehingga tidak mempertimbangkan aspek ekonomi
2. Desain struktur berdasarkan pada SNI 03-1729-2002
3. Pembebanan dihitung berdasarkan PPIUG 1983
4. Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 03-1726-2012
5. Tidak membahas detail metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diharapkan dari modifikasi perencanaan ini adalah:

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan terhadap dunia teknik sipil dalam perencanaan gedung baja menggunakan sistem EBF.
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal- hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Baja menjadi material yang dipilih dikarenakan karakteristik keruntuhan yang bersifat duktail, dimana duktail adalah suatu sifat yang mempengaruhi mekanisme keruntuhan pada material baja ketika struktur baja telah berada pada kondisi inelastis (plastisnya). Ketika mekanisme ini terjadi, baja akan mengalami leleh sebelum runtuh yang akan memberikan waktu bagi para pengguna gedung untuk menyelamatkan diri, tidak seperti beton tanpa tulangan baja yang bersifat getas yang akan runtuh seketika pada saat gaya yang bekerja telah melampaui kemampuan ultimit beton.

2.2 Perencanaan desain tahan gempa

Pada konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus diperhitungkan kemampuannya dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, di antaranya adalah beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Dalam mendesain bangunan tahan gempa, gaya lateral pada struktur harus dipertimbangkan sama seperti halnya gaya gravitasi. Gaya lateral yang dapat berupa tekanan angin atau beban gempa bekerja dari arah samping bangunan yang dapat menimbulkan defleksi lateral. Hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan yaitu kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan rasa nyaman bagi penghuninya. Semakin tinggi gedung defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai atas (Mc. Cormac, 2002).

Berdasarkan UBC 1997, tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga kriteria standar sebagai berikut:

1. Ketika terjadi gempa kecil, tidak terjadi kerusakan sama sekali.
2. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural.
3. Ketika terjadi gempa kuat, diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Untuk mencapai kriteria tersebut, perencanaan bangunan struktur tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadinya gempa bumi. Untuk memikul gaya lateral yang dialami oleh bangunan, struktur harus dapat memiliki daktilitas yang memadai di daerah *joint* atau elemen struktur tahan gempa seperti bresing, link, atau dinding geser.

Perencanaan struktur dapat direncanakan dengan mengetahui skenario keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur. Sehingga kita merencanakan bangunan dengan elemen-elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban gempa maksimum bekerja.

2.3 Struktur Rangka Baja tahan gempa

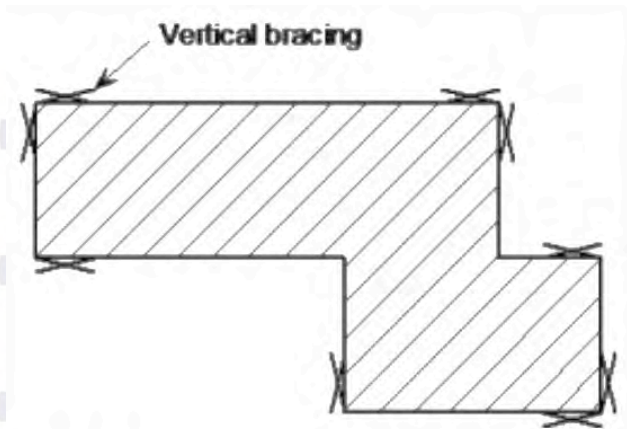
Terdapat beberapa jenis portal baja tahan gempa, secara umum terdapat dua jenis portal baja tahan gempa yaitu *Braced Frames* dan *Moment Resisting Frames*. Masing- masing jenis ini memiliki karakteristik yang berbeda.

2.3.1 *Braced Frames*

Pada gedung bertingkat, balok dan kolom umumnya diatur dalam pola orthogonal di kedua elevasi sesuai rencana. Dalam sebuah bangunan *Braced Frames*, mempunyai resistensi terhadap gaya horizontal yang disediakan oleh dua sistem bracing orthogonal:

- **Bracing vertical**
Bracing di bidang vertikal (antara kolom) menyediakan jalur beban untuk mentransfer kekuatan horizontal untuk tingkat dasar dan memberikan stabilitas lateral.
- **Bracing horizontal**
Pada setiap tingkat lantai, menguatkan dalam bidang horizontal, umumnya disediakan oleh aksi plat lantai, menyediakan jalur beban untuk mentransfer kekuatan horizontal (terutama dari kolom perimeter, karena angin) untuk rencana dari bracing vertikal.

Minimal terdapat tiga vertikal bracing yang diperlukan untuk memberikan perlawanan di kedua arah dalam rencana dan untuk memberikan perlawanan terhadap torsi pada sumbu vertikal. Dalam prakteknya, lebih dari tiga biasanya digunakan. Dengan asumsi bahwa lantai bertindak sebagai diafragma untuk memberikan bracing horizontal, gaya yang dibawa oleh masing-masing bidang bracing vertikal tergantung pada kekakuan dan lokasi relatif, dan lokasi pusat tekanan pasukan horizontal. Bracing vertikal, dalam bentuk baja diagonal, memberikan stabilitas di gedung bertingkat ditunjukkan pada gambar di bawah. Stabilitas bangunan juga dapat diberikan sebagian atau seluruhnya oleh satu atau lebih diperkuat beton inti.



Typical arrangement of vertical bracing

Gambar 2.2 Pengaturan Bracing Vertikal

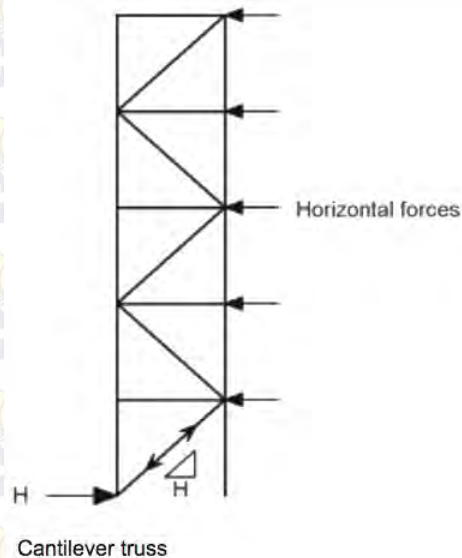
2.3.1.1 Bracing Vertikal

Dalam sebuah bangunan bertingkat menguatkan, perencanaan dari bracing vertikal biasanya disediakan oleh bracing diagonal antara dua baris kolom, seperti yang ditunjukkan pada gambar di bawah. Diagonal tunggal disediakan, seperti yang ditunjukkan, dalam hal ini mereka harus dirancang untuk dapat menahan tegangan atau kompresi, atau diagonal melintasi disediakan, dalam hal ramping menguatkan anggota hanya membawa ketegangan dapat diberikan.

Perhatikan bahwa ketika diagonal melintasi digunakan dan diasumsikan bahwa hanya diagonal tarik memberikan perlawanan, balok lantai berpartisipasi sebagai bagian dari sistem bracing.

Bila memungkinkan, menguatkan bagian rangka cenderung pada sudut sekitar 45° . Ini memberikan sebuah sistem

yang efisien dengan kekuatan rangka yang relatif sederhana dibandingkan dengan pengaturan lain, dan berarti bahwa rincian sambungan bracing memenuhi syarat balok / kolom persimpangan yang kompak. Sistem bracing sempit dengan rangka internal curam cenderung akan meningkatkan sensitivitas bergoyang struktur. Sistem bracing yang luas akan menghasilkan struktur yang lebih stabil.



Gambar 2.3 Contoh Bracing vertikal

2.3.1.2 Bracing Horizontal

Sebuah sistem bracing horizontal yang dibutuhkan pada setiap tingkat lantai, untuk mentransfer gaya horizontal (terutama gaya yang ditransfer dari kolom) untuk rencana dari bracing vertikal yang akan memberikan perlawanan kepada gaya horizontal. Biasanya, sistem lantai akan cukup untuk bertindak sebagai diafragma tanpa perlu tambahan bracing baja. Pada tingkat atap, bracing, sering dikenal sebagai gelagar angin,

mungkin diperlukan untuk membawa gaya horisontal di bagian atas kolom, jika tidak terdapat diafragma.



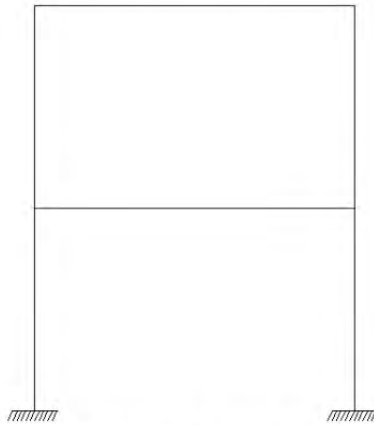
Horizontal bracing (in the roof) in a single storey building

Gambar 2.4 Contoh Bresing Horizontal

2.3.2 *Moment Resisting Frames*

Sistem rangka pemikul momen mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik, tetapi memerlukan adanya simpangan antar lantai yang cukup besar supaya timbul sendi- sendi plastis pada balok yang akan berfungsi untuk menyerap energi gempa. Pada sistem MRF, sambungan antara balok ke kolom harus didesain cukup kuat untuk memperkuat kekuatan balok dan mengurangi resiko *brittle* pada sambungan balok kolom. Dengan rentang balok yang cukup lebar (tanpa pengaku), sistem MRF dapat memberikan deformasi yang cukup besar dibandingkan dengan jenis portal baja tahan gempa lainnya. Tetapi sistem MRF memberikan simpangan yang terjadi begitu besar sehingga akan

menyebabkan struktur menjadi tidak kaku yang berakibat kerusakan non struktural yang besar sehingga membuat bertambahnya pengaruh $P-\Delta$ terutama pada bangunan yang tinggi. Dengan demikian, jika dibandingkan dengan struktur portal baja jenis lainnya, sistem struktur ini memiliki ukuran elemen struktur yang jauh lebih besar untuk menjaga deformasi strukturnya, seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.5.



Gambar 2.5 momen resisting frame

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam 2 kategori, yaitu *Special Moment Resisting Frames* atau sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRBPMK) dan *Ordinary Moment Resisting Frames* atau sistem pemikul momen biasa (SRPMB) :

- a. Sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRBPMK)

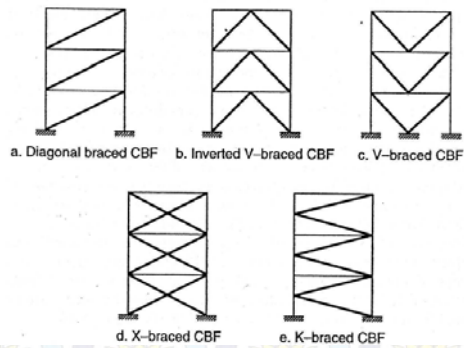
SRBPMK adalah suatu struktur rangka batang pemikul moment yang dipasang secara horizontal. SRBPMK didesain memiliki daktilitas yang tinggi dan pada sistem ini ada suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa

panel dengan batang-batangnya direncanakan mengalami deformasi inelastik yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Deformasi inelastik akan meningkatkan damping dan mengurangi kekakuan (*stiffness*) dari struktur.

- b. Sistem rangka pemikul momen biasa (SRBPMK)
SRPMB dapat mengalami deformasi inelastis yang terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Pada SRPMB kekakuan (*stiffness*) lebih besar dibandingkan SRBPMK sehingga daktilitasnya lebih kecil.

2.3.3 Concentrically Braced Frames (CBF)

Tidak seperti *Momen Resistent Frames* (MRF), concentrically braced frames (CBF) adalah sistem penahan gaya lateral dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi. Kekakuan yang tinggi diperoleh dari diagonal *brace* yang menahan gaya lateral pada struktur frame yang meningkatkan aksi gaya dalam aksial dan aksi lentur yang kecil. Perilaku tipikal dari bracing terhadap beban bolak-balik (*cyclic*) saat pertama kali dibebani dengan tarik dan tekan dapat dilihat pada Gambar 2.3(a) dan Gambar 2.3(b). C_r dan C_r' adalah masing-masing kapasitas tekuk pertama kali dan kapasitas tekuk setelah tekuk yang pertama kali. Rangka bracing pada umumnya dianalisa dan didesain dengan mengabaikan momen pada sistem tersebut (AISC,2005). Pada sistem ini elemen bracing diharapkan mampu berdeformasi inelastik yang besar tanpa terjadi kehilangan yang signifikan pada kekuatan dan kekakuan struktur.



Gambar 2.6 Konfigurasi Sistem CBF

Distribusi beban lateral pada bidang bracing, batang-batang bracing harus dipasang dengan arah gaya lateral yang sejajar pada bidang bracing, minimal 25% tapi tidak lebih dari 75% gaya horizontal total harus dipikul oleh batag bracing tarik, kecuali jika kuat nominal tekan N_n untuk setiap batang bracing lebih besar daripada beban berfaktor N_u (SNI 02-1726-2012).

Distribusi beban lateral pada bidang bracing, batang-batang bracing harus dipasang dengan arah gaya lateral yang sejajar pada bidang bracing, minimal 25% tapi tidak lebih dari 75% gaya horizontal total harus dipikul oleh batag bracing tarik, kecuali jika kuat nominal tekan N_n untuk setiap batang bracing lebih besar daripada beban berfaktor N_u (SNI 02-1726-2012).

2.4 Eccentrically Braced Frames (EBF)

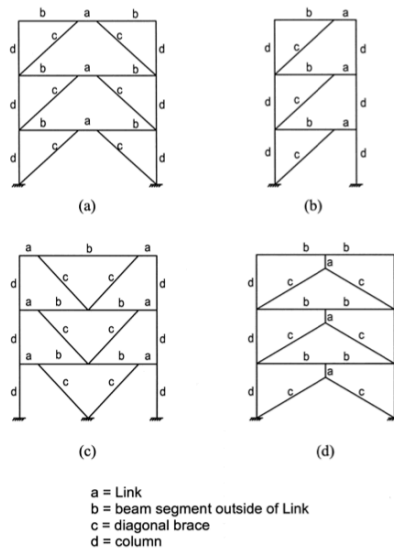
Karakteristik yang membedakan *Eccentrically Braced Frames (EBF)* dengan desain struktur tahan gempa MRF dan CBF adalah adanya penghubung yang terdapat pada setidaknya salah satu ujung dari bracing yang disebut sebagai link. Link berfungsi sebagai sekering (fuse) yang membatasi distribusi gaya

pada bracing dan elemen struktur lainnya sehingga struktur stabil dan perilaku histerisis akibat beban siklik dapat diramalkan. Konfigurasi sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)*. (Engelhart dan Popov, 1989, 1992).

Penelitian berkelanjutan pada Struktur Rangka Baja Eksentrik atau *Eccentrically Braced Frames (EBF)* mulai berkembang pada pertengahan tahun 1970-an. Kemudian berlanjut dengan dibangunnya struktur dengan konsep desain EBF sebagai bagian dari desain bangunan tahan gempa untuk pertama kalinya pada awal tahun 1980. Hingga saat ini system EBF dinilai sebagai sistem yang paling efektif dalam menahan gaya gempa lateral. (Engelhart dan Popov, 1989).

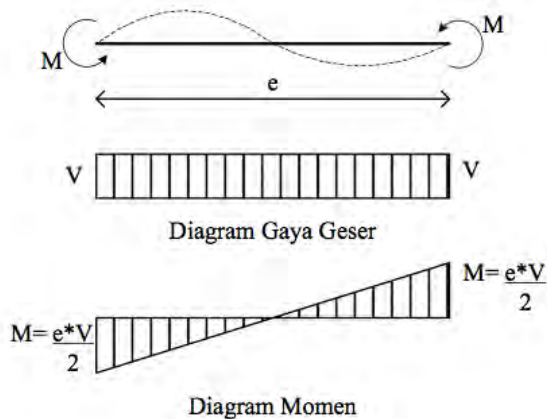
2.4.1 Elemen Link

Pada desain EBF, kondisi inelastik dibawah pembebanan siklik dibatasi hanya terjadi pada link, dengan desain dan detailing yang menyebabkan link mampu menahan deformasi yang besar tanpa kehilangan kekuatan. Link berperan sebagai ductile fuse, mendisipasi energi sepanjang perilaku histerisis yang stabil dan membatasi gaya terhadap brace, kolom dan balok diluar link. Dengan membuat elemen link sebagai elemen yang terlemah dari struktur, pelaku desain (designer) dapat memastikan kelelahan muncul pada elemen link dan menjaga tidak terjadi kegagalan pada elemen non-ductile seperti tekuk pada brace (Engelhart dan Popov, 1989).



Gambar 2.7 konfigurasi link pada beberapa portal (AISC, 2005)

Link berperilaku sebagai balok pendek dengan gaya geser yang bekerja berlawanan arah pada kedua ujungnya. Karena adanya gaya geser yang bekerja pada kedua ujung balok, maka momen yang dihasilkan pada kedua ujung balok mempunyai besar dan arah yang sama. Deformasi yang dihasilkan berbentuk S dengan titik balik pada tengah bentang dan besarnya momen yang bekerja adalah sebesar 0.5 kali besar gaya geser dikali dengan panjang link. Plastifikasi yang terjadi pada suatu elemen link disebabkan karena kedua gaya tersebut. Gambaran gaya yang bekerja pada elemen link diperlihatkan pada Gambar 3.



Gambar 2.8 Gaya yang bekerja pada link

2.4.2 Perencanaan Elemen Link

Sesuai dengan fungsinya sebagai sekering (fuse) yang mendisipasikan energi lewat mekanisme sendi plastik (fully plastic hinge mechanism) maka link tidak boleh mengalami tekuk elastik dan tekuk inelastik (partially plastic buckling) sebelum kapasitas rotasi sendi plastik yang disyaratkan dalam peraturan tercapai. Oleh karena itu dalam pemilihan penampang link yang akan dipakai sesuai dengan modulus elastisitas (E) dan mutu baja yang dipakai (f_y) telah ditetapkan batasan kelangsingan yang harus dipenuhi sesuai dengan peraturan yang berlaku. Setelah terpenuhinya syarat kelangsingan suatu profil link yang dipilih dalam disain maka tahapan selanjutnya yang harus di perhitungkan adalah syarat panjang tekuk elastik dan inelastik dari link.

Pengecekan kapasitas geser plastis pada link dilakukan sesuai dengan rumus (2.1) dan (2.2) :

$$V_p = 0,6 \times F_y \times A_w \quad (2.1)$$

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) \quad (2.2)$$

dimana : A_w = Luas efektif pelat badan
 t_w = Tebal pelat badan
 t_f = Tebal pelat sayap
 h = Tinggi profil

Perumusan diatas berlaku langsung apabila nilai efek dari gaya aksial berfaktor (P_u) yang terjadi pada elemen link dalam kondisi $P_u \leq 0.15 P_y$, sedangkan apabila kondisi yang terpenuhi adalah $P_u > 0.15 P_y$ maka persyaratan tambahan yang harus dipenuhi sesuai dengan ketentuan pada peraturan yang berlaku.

Tahapan selanjutnya adalah penentuan apakah link termasuk jenis link geser atau link lentur berdasarkan perbandingan antara momen plastis (M_p) dengan geser plastis (V_p). Momen plastis (M_p) dirumuskan sebagai berikut :

$$M_p = F_y \times Z \quad (3)$$

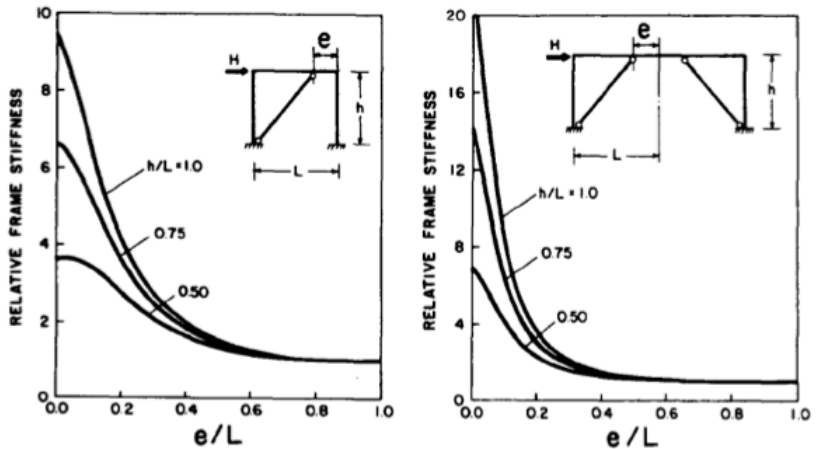
dimana : F_y = Tegangan leleh baja
 Z = Modulus plastik baja

Panjang link yang disyaratkan (e_{all}) disesuaikan dengan klasifikasi link berdasarkan perbedaan panjang berdasarkan AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (2005).

2.4.3 Pengaruh Panjang Link

Link merupakan elemen kritis yang berpengaruh terhadap perilaku inelastik pada desain EBF. Perilaku inelastik pada link dipengaruhi oleh panjangnya. Mekanisme kelelahan link, kapasitas energi disipasi dan mode kegagalan sangat erat hubungannya dengan faktor panjang dari link. Untuk link pendek, perilaku inelastik dominan terhadap gaya geser, sebaliknya untuk

link panjang perilaku inelastik didominasi oleh lentur. Untuk link antara (intermediate link), kelelahan dipengaruhi oleh geser dan lentur. (R. Becker dan M. Ishler, 1996).



Gambar 2.9 Variasi kekakuan elastik terhadap e/L pada dua konfigurasi EBF

Kekakuan link juga sangat dipengaruhi oleh faktor panjang link. Link panjang memiliki kekakuan yang lebih rendah dari link pendek. Gambar 2.8. Gambar tersebut memperlihatkan bahwa link dengan rasio $e/L = 0$ memiliki kekakuan yang tinggi sesuai dengan konsep desain CBF, sedangkan link dengan rasio $e/L = 1$ memiliki kekakuan elastis yang rendah, sesuai dengan konsep desain MRF. Agar kekakuan dan deformasi inelastik link tidak berlebihan, maka panjang link harus dibatasi (Engelhart dan Popov, 1988).

Kapasitas rotasi dan penempatan pengaku antara (intermediate stiffeners) pada link juga tergantung pada panjang link seperti yang diperlihatkan pada table 1. Klasifikasi link berdasarkan perbedaan panjang berdasarkan AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings adalah sebagai berikut. (AISC, 2005):

- a. Link geser murni, $e \leq 1.6 M_p/V_p$ Kelelahan pada link jenis ini didominasi oleh geser.
- b. Link dominan geser, $1.6 M_p/V_p \leq e \leq 2.6 M_p/V_p$ Kelelahan pada link jenis ini merupakan kombinasi antara geser dan lentur
- c. Link dominan lentur $2.6 M_p/V_p < e \leq 5 M_p/V_p$ Kelelahan pada link jenis ini merupakan kombinasi antara geser dan lentur
- d. Link lentur murni $e \geq 5 M_p/V_p$ Kelelahan pada link jenis ini didominasi oleh lentur

2.5.4 Mode Keruntuhan Link

Semakin pendek link, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang link. Untuk link yang sangat pendek gaya geser link mencapai kapasitas geser plastis $V_p = 0.6.d.t_w.F_y$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_p = Z_x.F_y$, dan link leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. Link geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada web. (Yurisman, 2010)

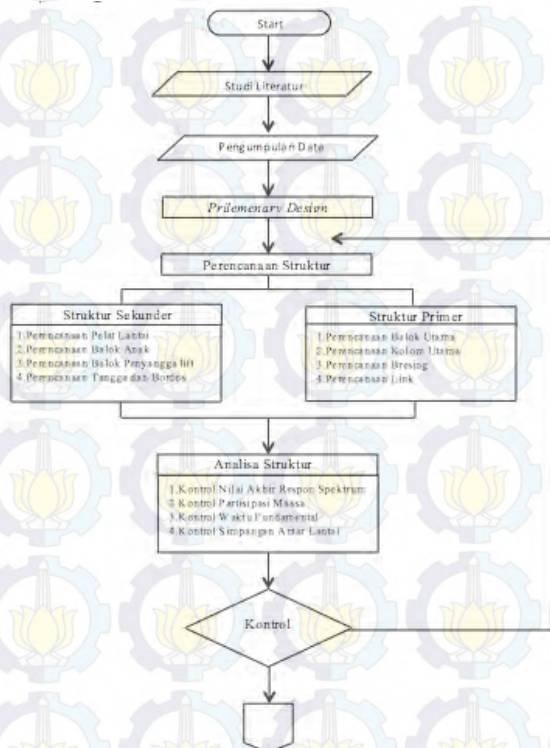
Untuk link yang lebih panjang, momen ujung mencapai M_p membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada link panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya buckling pada sayap (flens), compression buckling pada badan (web) dan/atau lateral torsional buckling. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung link maka besar kemungkinan terjadinya fracture pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (the ultimate failure mode).

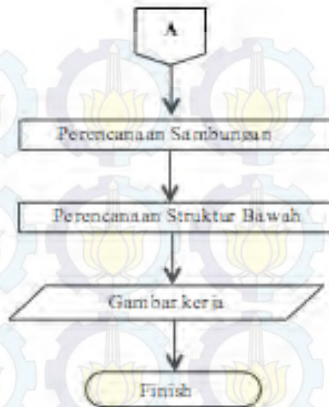


BAB III METODOLOGI

3.1 Langkah- Langkah Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pesona Gresik

Dalam tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan struktur bangunan baja dengan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Urutan pekerjaan dilakukan dengan tahapan- tahapan sebagai berikut:





Gambar 3.1 Alur Perencanaan Struktur Baja

3.2 Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)
2. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2012)
4. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)

3.3 Variabel Design

Pada tugas akhir ini struktur atas direncanakan menggunakan struktur baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi tiang

pancang. Pada permodelan struktur baja direncanakan sistem rangka baja K-Split EBF, hal ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah *full moment connection* pada kolom.

3.4 Preliminary Design

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem EBF yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP 2000. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan:

- Nama Gedung : Gedung Hotel Pesona
- Lokasi Rencana : Gresik
- Fungsi : Hotel / penginapan
- Struktur Utama : Baja
- Sistem Struktur : *Eccentrically Braced Frame* (EBF)
- Jumlah Lantai : 12 Lantai
- Rencana Pondasi : Tiang Pancang

Data Material

- Profil Kolom : *CFT (Concreat Fill Steel Tube)*
: $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Profil Balok : Profil WF (BJ 41)
: $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Profil Bracing : Profil WF (BJ 41)
: $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Data tanah : Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai SPT, dipakai untuk merencanakan pondasi.

3.5 Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban- beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.5.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 g/m ²

(Sumber: PPIUG 1983)

3.5.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Beban ini tergantung oleh peruntukan gedung yang direncanakan. Beban hidup dapat menimbulkan lendutan pada struktur, sehingga harus diperlukan keamanan dalam pendesainannya. Beban hidup ini mencakup beban peluang untuk berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis dll (Schueller,1998).

Tabel 3.2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

No	Keterangan	Beban hidup (kg/m ²)
a.	Lantai dan tangga rumah tinggal	200
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik, atau bengkel.	125
c.	Lantai ruang olah raga, perpustakaan, ruang arsip pabrik , bengkel, gudang, took buku, took besi, dan ruang mesin	400

(Sumber: PPIUG 1983)

3.5.3 Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya angin tekan dan angina hisap, yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya beban akibat angin dinyatakan dalam kg/m². (PPIUG 1983 Ps. 4.2).

- Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m²
- Tekanan tiup dilaut dan ditepi laut sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m²
- Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, dimana terdapat kecepatan- kecepatan angina yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang besar daripada yang ditentukan dalam ketentuan a,b, maka tekanan tiup (p) harus dihitung sebagai berikut:

$$p = \frac{v^2}{16} \text{ kg/m}^2 \quad (3.1)$$

Dimana:

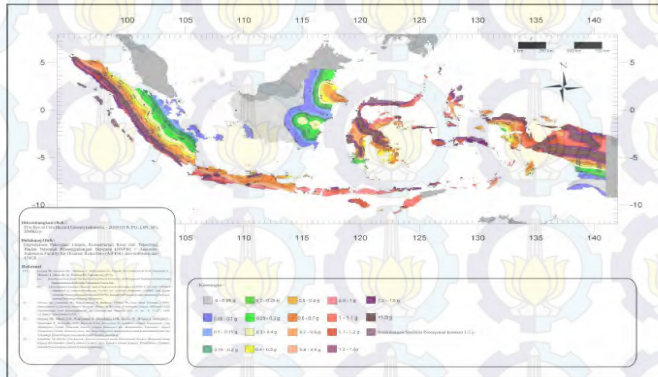
p = tekanan tiup angin kg/m²

3.5.4 Beban Gempa

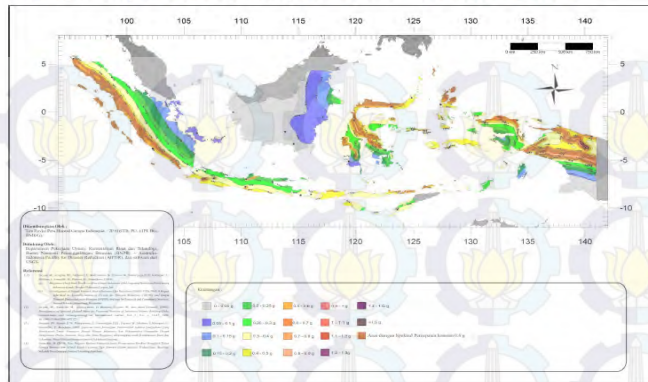
Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur

gedung 50 tahun. Terdapat 2 buah peta wilayah gempa, yaitu untuk gempa dengan periode $T = 0,2$ detik dan gempa dengan periode $T = 1$ detik. Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus direncanakan sendiri menggunakan parameter-parameter percepatan yang dapat dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang dibangun. Langkah-langkah membuat respons spektrum desain adalah sebagai berikut:

- a. Menentukan S_s (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ detik) dan S_1 (diperoleh dari peta gempa dengan priode ulang 2500 tahun dan $T = 1$ detik)



Gambar 3.2 Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang
Gempa 2500 Tahun
(Sumber: SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.3 Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun
 (Sumber: SNI 03-1726-2012)

- b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs
 Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel.

Tabel 3.3 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

CATATAN:

(a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.4 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=1,0$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

CATATAN:

(a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linear

(b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons dinamis spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

c. Menghitung S_{MS} dan S_{MI}

S_{MS} dan S_{MI} (parameter spektrum respon s percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.2)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (3.3)$$

d. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{DI} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = 2/2 S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI} \quad (3.5)$$

e. Spektrum respons desain

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.6)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_S = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

- Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (v_s), nilai hasil test pentrasi standar rata-rata (N), dan kuat geser nilai rata-rata.

Tabel 3.5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	N atau N_{60}	\bar{q}_v (kPa)
SA (batuan keras)	≥ 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	≥ 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, dan 3. Kuat geser ultimat, $\bar{q}_v < 14 \text{ kPa}$			

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan.

**Tabel 3.6 Kategori
Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban
Gempa**

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dengan resiko rendah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan resiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditunjukkan untuk fasilitas penting	IV

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- f. Kategori Desain Gempa
Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini.

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai S_I	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} \leq 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} \leq 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- g. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa Sesuai pasal 7.8, gaya dasar seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(T \frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.12)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

C_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = perioda struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.15)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = perioda struktur dasar (detik)

R = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad (3.16)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.5.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-1729-2001 dengan kombinasi sebagai berikut:

1. $1,4D$ (3.17)

2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (La \text{ atau } H)$ (3.18)

3. $1,2D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8 W)$ (3.19)

4. $1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5 (La \text{ atau } H)$ (3.20)

5. $1,2D + 1,0E + \gamma_L L$ (3.21)

6. $0,9D - 1,0E + \gamma_L L$ (3.22)

3.6 Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.6.1 Desain Balok

Pada elemen balok bekerja gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan gaya geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$\phi_m M_n > M_u \quad (3.23)$$

$$\phi_s V_n > V_u \quad (3.24)$$

Dengan ϕ_m adalah faktor reduksi lentur dan ϕ_s adalah faktor reduksi geser yang nilainya sebesar 0,9. Pada perencanaan elemen balok, gaya- gaya luar yang bekerja diperbesar dengan 1,1 kali dan nilainya harus lebih besar atau sama dengan 1,1 $R_y V_n \epsilon/2$ (untuk lentur) dan 1,1 $R_y V_n$ (untuk geser). Nilai geser dan momen (V_u dan M_u) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari persamaan- persamaan tersebut.

Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal-hal sebagai berikut:

- a. Cek terhadap kelangsingan penampang sayap (*flange*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \quad (3.25)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.26)$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.27)$$

badan (*web*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{h - 2(tf + r)}{tw} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} \quad (3.28)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.29)$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.30)$$

Jika $\lambda > \lambda_r$, maka penampang termasuk penampang langsing, dimana:

λ = faktor kelangsingan penampang

C = batas kelangsingan untuk penampang kompak

h = tinggi penampang

bf = lebar sayap

tw = tebal badan

tf = tebal sayap

fy = tegangan leleh baja

r = jari-jari kelengkungan

λ_r = batas kelangsingan untuk penampang non kompak

fr = tegangan residu, untuk penampang buatan pabrik

70 Mpa dan jika penampang buatan dilas 115 Mpa

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak

$$M_n = M_p \quad (3.31)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y \quad (3.32)$$

- Penampang tidak kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_p) \left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r} \right) \quad (3.33)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y \quad (3.34)$$

- Untuk Penampang langsing

$$M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \quad (3.35)$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.36)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal

M_r = momen batas tekuk

c. Cek terhadap tekuk torsi lateral

- Bentang pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.37)$$

Kapasitas lentur: $M_n = M_p$

- Bentang menengah

Syarat bentang menengah: $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}} \quad (3.38)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{s_x} \sqrt{\frac{GJEA}{2}} \quad (3.39)$$

$$x_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left(\frac{s_x}{GJ} \right)^2 \quad (3.40)$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2 \quad (3.41)$$

Kapasitas lentur:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.42)$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{maks}}{2,5 \cdot M_{maks} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} \leq M_p \quad (3.43)$$

Keterangan:

C_b = koefisien pengali momen tekuk lateral

M_{maks} = harga absolute momen max pada segmen tanpa pengaku lateral pada sebuah balok (L_b).

L_b = panjang bentang antara dua pengaku lateral

L_p = panjang bentang maksimum untuk balok yang dapat menerima beban plastis

L_r = panjang bentang minimum balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

M_A = momen pada $\frac{1}{4}$ bentang L_b

M_B = momen pada $\frac{1}{2}$ bentang L_b

M_C = momen pada $\frac{3}{4}$ bentang L_b

E = Modulus elastisitas baja

r_y = jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)

G = Modulus geser baja

J = konstanta punter torsi

x_1, x_2 = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

C_w = konstanta warping penampang

• Bentang panjang

Syarat bentang panjang: $L_b > L_r$

Kapasitas lentur: $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot L_b^2}} \quad (3.44)$$

Keterangan:

M_{cr} = momen kritis terhadap tekuk lateral

d. Cek nominal geser

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

- Pelat badan leleh (Plastis)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.45)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,69 \cdot f_y \cdot A_w \quad (3.46)$$

- Pelat badan menekuk inelastic (*Inelastic Buckling*)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.47)$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.48)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,9 \frac{k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (3.49)$$

Kontrol kuat geser rencana:

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0,9 \quad (3.50)$$

Keterangan:

V_n = kapasitas nominal geser penampang

V_u = kapasitas geser perlu

A_w = luas pelat badan ($A_w = d \cdot t_w$)

a = jarak pengaku vertikal plat badan

h = tinggi penampang

- e. Kontrol kuat tarik

- Kuat leleh

$$P_n \leq f_y A_g \quad (3.51)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,9 \quad (3.52)$$

- Kuat Putus

$$P_n \leq f_u A_g \quad (3.53)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,7 \quad (3.54)$$

3.6.2 Desain Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi syarat:

$$N_u \leq \phi N_n \rightarrow \phi = 0,85 \quad (3.55)$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (3.56)$$

- Kontrol elemen penampang sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}; \lambda_p = \frac{250}{\sqrt{f_y}} \quad (3.57)$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow \text{penampang tidak langsing}$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow \text{penampang langsing}$$

- Kontrol elemen penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw}; \lambda_p = \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (3.58)$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow \text{penampang tidak langsing}$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow \text{penampang langsing}$$

- Kelangsingan komponen struktur

- Kelangsingan elemen penampang $< \lambda_r$

- Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda_r = \frac{L_k}{i} \leq 200 \rightarrow L_k = k_c \cdot L \quad (3.59)$$

- Cek terhadap tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.60)$$

- Ketentuan untuk nilai λ_c

Tabel 3.10 Mencari Nilai ω

$\lambda_c \leq 0,25$	$\omega = 1$
$0,25 \leq \lambda_c \leq 1,2$	$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$
$\lambda_c \geq 0,25$	$\omega = 1,25\lambda_c^2$

(Sumber: SNI-03-1729-2002)

- Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan penahan ujung ujungnya (kekakuan baloknya)

$$G = \frac{\Sigma \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\Sigma \left(\frac{I}{L}\right)_b} \quad (3.61)$$

Keterangan:

I_c = Momen inersia kolom

L_c = Panjang kolom

I_b = Momen inersia balok

L_b = Panjang balok

Ketentuan:

- kolom dengan perletakan sendi (tidak kaku) $G \geq 10$
- kolom dengan perletakan jepit (kaku) $G \geq 1$
- untuk batang tekan dalam struktur segitiga, L_k tidak boleh diambil kurang dari panjang toritis batang.
- Angka kelangsingan untuk batang tekan dibatasi sebesar 200

3.6.3 Desain Balok- Kolom

- Persamaan interaksi antara gaya normal tekan dan lentur:

- Momen lentur dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.62)$$

- Gaya aksial dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.63)$$

Keterangan:

P_u = Gaya normal tekan akibat beban terfaktor

M_{ux} dan M_{uy} = Momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu x dan sumbu y

P_n = Kekuatan nominal tekan

M_{nx} dan M_{ny} = Kekuatan nominal lentur terhadap sumbu x dan sumbu y

$\Phi_c = 0,85$ faktor reduksi untuk kuat tekan

$\Phi_b = 0,90$ faktor reduksi untuk kuat lentur

- Amplifikasi momen

- Amplifikasi momen untuk elemen tidak bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (3.64)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1,00 \quad (3.65)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4\beta \leq 1,0 \rightarrow \beta = \frac{M_1}{M_2} \quad (3.66)$$

- Amplifikasi momen untuk elemen bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{nt} + \delta_s \cdot M_{lt} \quad (3.67)$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}} \right)} \quad (3.68)$$

$$N_{crb} = N_{crs} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A_g \quad (3.69)$$

Keterangan:

M_{ntu} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan oleh beban tidak menimbulkan goyangan (beban gravitasi)

δ_b = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- δ

N_u = Gaya tekan berfaktor

N_{crb} = Gaya tekan kritis Euler untuk elemen tidak bergoyang (k-untuk tidak bergoyang)

$C_m = 1$; elemen dengan ujung-ujung sederhana

$C_m = 0,85$; elemen dengan ujung-ujung kaku

M_{lt} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan beban yang menimbulkan pergoyangan (beban lateral)

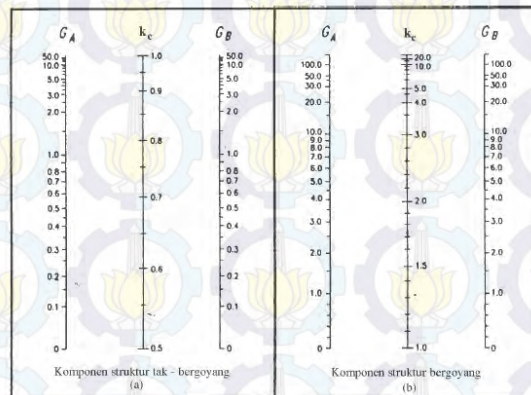
δ_s = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- Δ

$\sum N_u$ = jumlah gaya tekan berfaktor seluruh kolom dalam satu tingkat yang ditinjau

ΣN_{crs} = jumlah gaya kritis Euler untuk element bergoyang, (k-bergoyang) dalam satu tingkat yang ditinjau

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk						
Nilai k_c teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k_c yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung	Jepit Sendi Rol tanpa putaran sudut Ujung bebas					

Gambar 3.4 Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung-Ujung Ideal
(Sumber: SNI-03-1729-2002)



Gambar 3.5 Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang
(Sumber: SNI-03-1729-2002)

3.6.4 Desain Elemen *Link*

3.6.4.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.70)$$

$$V_p = 0,6f_y(h - 2t_f)t_w \quad (3.71)$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

f_y = Tegangan leleh penampang

V_p = Gaya geser plastis penampang

h = Tinggi penampang

t_f = Tebal *flens*

t_w = Tebal *web*

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan:

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil diantara V_p atau $2M_p/e$

ϕ_v = Faktor reduksi geser 0,9

e = Panjang *link*

$$\phi_v V_n = 0,6\phi f_y(h - 2t_f)t_w \quad (3.72)$$

$$M_n = M_p \quad (3.73)$$

$$\phi M_n = M_u \quad (3.74)$$

$$\phi V_n = V_u \quad (3.75)$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

3.6.4.2 Panjang Elemen *Link Beam*

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

Link geser (short links):

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (3.76)$$

Link medium (intermediate links):

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.77)$$

Link lentur (long links):

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.78)$$

3.6.4.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link* $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$

3.7 Sambungan

Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 03-1729-2002

- Sambungan baut

Kuat geser:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (3.79)$$

Kuat tumpu:

$$R_d = \phi_f \cdot V_n = 2,4 \phi_f \cdot d_b \cdot t_r \cdot f_u \quad (3.80)$$

“Dari nilai V_d dan R_d dipilih nilai terkeci”

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad (3.81)$$

Dimana:

ϕ_f = Faktor reduksi kekuatan fraktur (0,85)

r_1 = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

= 0,4 untuk baut ada ulir pada bidang geser

f_u^b = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto penampang baut

f_u = Tegangan tarik putus yang terendah dari baut dan pelat

t_p = Tebal tertipis pelat

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum = 1,5 db

Jarak tepi maksimum = $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm

Jarak minimum antar baut = 3 db

Jarak maksimum antar baut = 15 t_p atau 200 mm

Kontrol kekuatan pelat:

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times A_n v \quad (3.82)$$

$$\phi P_n > V_n \quad (3.83)$$

3.8 Pondasi

Pada umumnya tiang- tiang dalam fungsinya menahan beban lateral melalui sebuah poer. Puer ini sebagai penggabung dari tiang- tiang individu menjadi satu kelompok tiang dan sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Pada suatu perencanaan, poer dianggap kaku sehingga distribusi beban-beban luar yang melalui poer ke setiap tiang dapat dianggap linear.

3.8.1 Perencanaan Tiang Pancang

Perencanaan struktur tiang pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil dari SPT. Secara umum daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \quad (3.84)$$

Dimana:

Q_{ult} = *Ultimate pile capacity*

Q_e = *End- bearing capacity*

Q_f = *Side friction capacity*

W = Berat tiang

Besarnya Q_c dapat ditentukan dengan menggunakan teori daya dukung sebagai berikut:

$$Q_c = \Delta(CN_c + \sigma_v N_q + 0,5 \gamma DN\gamma) \quad (3.85)$$

Dimana:

Δ = Luas dasar penampang tiang

c = cohesi

σ_v = Tegangan vertikal tanah pada dasar tiang

γ = Berat volume tanah

D = Diameter tiang

$N_c, N_q, N\gamma$ = Faktor- faktor daya dukung

Sedangkan besarnya Q_f menggunakan rumus:

$$Q_f = \int_0^L \phi \tau dz = \int_0^L \phi (Ca + k\sigma_v tg\phi_a) dz \quad (3.86)$$

Dimana:

τ_a = Kekuatan geser tanah

Ca = Kekuatan tekanan tanah

σ_n = Tegangan normal antara tiang dan tanah

ϕ_a = Sudut geser antara tiang dan tanah

sehingga kapasitas daya dukung tiang berdiri sendiri adalah:

$$Q_{ult} = \Delta(CN_c + \sigma_v N_q + 0,5 \gamma DN\gamma) + \int_0^L \phi (Ca + k\sigma_v tg\phi_a) dz - W \quad (3.87)$$

Pondasi tiang yang berdiri sendiri akan memikul sepenuhnya beban- beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya. Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing- masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang.

Perumusan efisiensi kelompok yang dipakai dengan menggunakan persamaan konversi Labarre:

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad (3.88)$$

Dimana:

m = Jumlah tiang dalam baris

n = Jumlah tiang dalam kolom

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

D = Diameter tiang

s = jarak antara pusat ke pusat tiang

Perkiraan jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (3.89)$$

Syarat: $P_{max} < P_{ijin}$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} > P_{ijin} \quad (3.90)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} > 0 \quad (3.91)$$

Dimana:

n = Jumlah tiang pancang

M_x = Momen yang bekerja pada arah X

M_y = Momen yang bekerja pada arah Y

X_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu X

Y_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu y

Σx^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu X

Σy^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu y

Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

- Untuk jarak as ke as tiang pancang
 $2D < S < 2,5D \quad (3.92)$

- Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer
 $1,5D < S_1 < 2D \quad (3.93)$

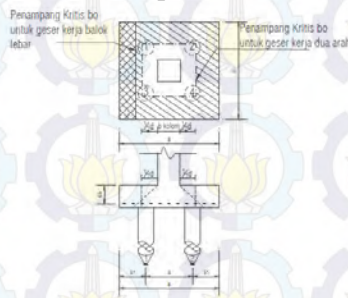
3.8.2 Perencanaan Poer

- Kontrol tebal minimum poer
 Menurut SNI 03-2847-2013 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi.
- Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau dinding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi tinjauan, baik sebagai kerja balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah.

Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya. Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain. Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons.

Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2} d$ dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 3.6 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.



Gambar 3.6 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom

- Kontrol geser satu arah

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.94)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.95)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.96)$$

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (3.97)$$

- Kontrol geser dua arah

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.98)$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.99)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.100)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.101)$$

Keterangan:

Bc = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

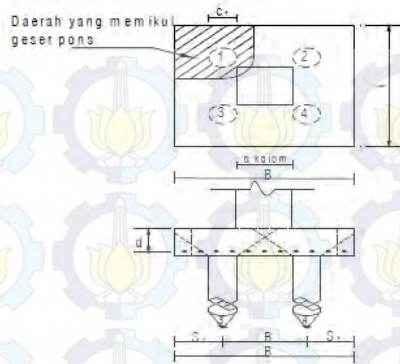
α = 40 untuk kolom dalam
 = 30 untuk kolom tepi
 = 20 untuk kolom sudut

B0 = Parameter penampang kritis

d = Tinggi manfaat pelat

- Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada pelat pondasi. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2} d$ dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh pelat pondasi. Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besar dari 1,5 kali diameter tiang pancang tersebut. Gambar 3.7 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibataksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



Gambar 3.7 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang

Kuat geser yang disumbangkan beton:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.102)$$

Dimana V_c diambil nilai terkecil dari persamaan:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.103)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.104)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.105)$$

3.9 Menyusun Gambar Rencana

Hasil perhitungan struktur atas (plat, balok, kolom dan link) dan struktur bawah dituangkan ke dalam gambar rencana. Gambar rencana dibuat dengan software Autocad.



BAB IV

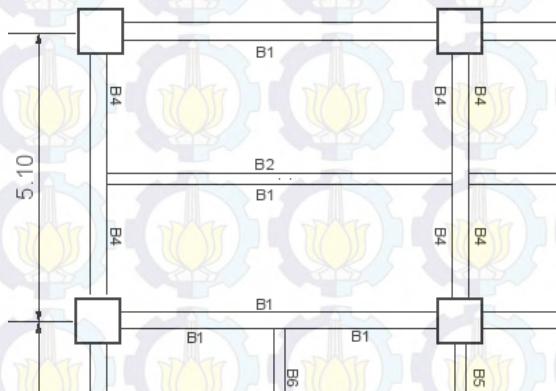
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT BRC LYSAGHT INDONESIA. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu K-225 kg/cm^2
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm

4.1.1 Pelat lantai atap



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat aspal 2 cm $2 \times 14 = 28 \text{ kg/m}^2$

- Berat plafon + penggantung $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat ducting dan plumbing $= 10 \text{ kg/m}^2 +$
 $q_D = 56 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup :

- Lantai atap $q_L = 100 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 56 + 100$
 $= 156 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

Data-data perencanaan pelat bondex

- bentang $= 2,55 \text{ m} \approx 2,75 \text{ m}$
- beban berguna $= 200 \text{ kg/m}^2$

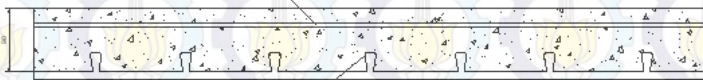
Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif $A_s = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$

Jumlah tulangan susut yang dibutuhkan tiap meter adalah :

Digunakan tulangan Ø 6 ($A_s = 0,283 \text{ cm}^2$)

- $n = \frac{2,09}{0,283} = 7,39 \approx 8 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif digunakan tulangan Ø 6 - 125

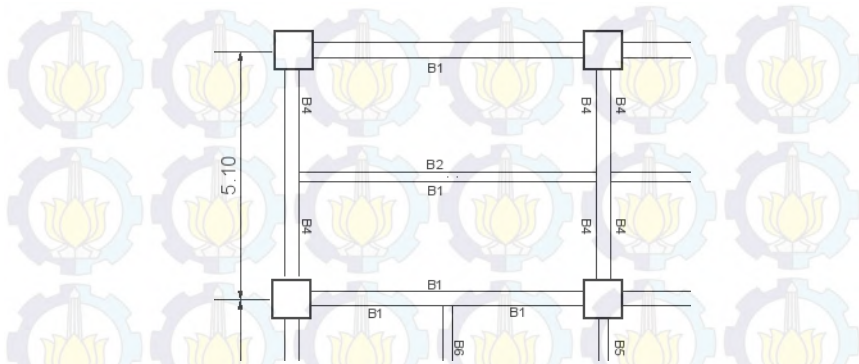
Tulangan Ø6 - 125



Plat Bondex

Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap

4.1.2 Pelat lantai Hotel



Gambar 4.3 Pelat Lantai Hotel

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan apartemen ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm 0,02 x 2200 = 44 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm 1 x 24 = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung 11 +7 = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 10 kg/m² +
- $q_D = 96 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup :

- Lantai apartemen $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 96 + 250 = 346 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

Data-data perencanaan pelat bondek

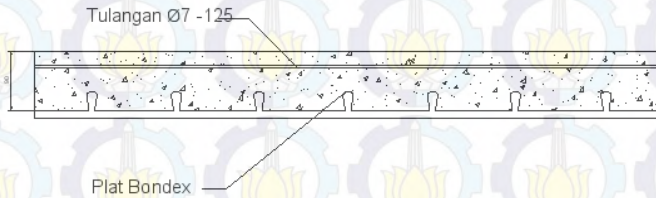
- Bentang = 2,55 m
- Beban berguna = 400 kg/m²

Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 3,02 cm²/m

Jumlah tulangan susut yang dibutuhkan tiap meter adalah :

Digunakan tulangan Ø 8 (As = 0,384 cm²)

- $n = \frac{3,02}{0,384} = 7,83 \approx 8$ buah
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{8} = 125$ mm
- Jadi dipasang tulangan negatif Ø 8 – 125



Gambar 4.4 Penulangan Lantai

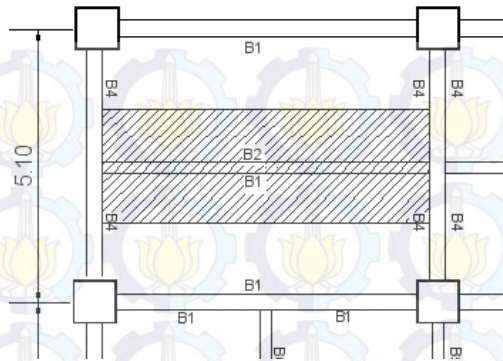
4.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder yang di desain tidak menerima moment pada kedua ujungnya

4.2.1 Balok anak lantai atap

Menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12

W	$= 56,8 \text{ kg/m}$	r	$= 18 \text{ mm}$	h	$= 294 - 2(12 + 18)$
A	$= 72,38 \text{ cm}^2$	Z_x	$= 823 \text{ cm}^3$		$= 234 \text{ mm}$
t_w	$= 8 \text{ mm}$	i_y	$= 4,71 \text{ cm}$	bf	$= 200 \text{ mm}$
t_f	$= 12 \text{ mm}$	I_x	$= 11300 \text{ cm}^4$		
d	$= 294 \text{ mm}$	I_y	$= 1600 \text{ cm}^4$		



Gambar 4.5 Denah Balok Anak Lantai Atap

a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat aspal 2 x 14	= 28	kg/m ²
Berat beton 0,9 x 2400	= 216	kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
+		
	= 282,1	kg/m ²

Berat perhitungan pelat lantai

$$282,1 \text{ kg/m}^2 \times 2,55 \text{ m} = 719,35 \text{ kg/m}$$

Berat profil

$$= 56,8 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 776,15 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)

$$q_L = 2,55 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 255 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

$$= 1,2 \cdot 776,15 + 1,6 \cdot 255 = 1339,386 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1339,386 \times 7^2$$

$$= 8203,739 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1339,386 \times 7 \\ &= 4687,851 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(12)} = 8,333$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,333 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{234}{8} = 29,25$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 29,25 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 823 = 2057500 \text{ kg.cm} \\ &= 20575 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 20575$$

$$= 18517,5 \text{ kg.m} > 8203,739 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang sama dengan panjang balok ($L_b = 700 \text{ cm}$).

$$L_p = 237,452 \text{ cm}$$

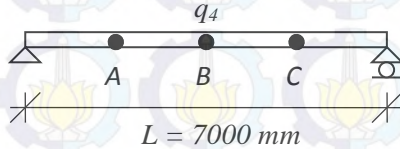
$$L_r = 816,374 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow (\text{bentang menengah})$$

- Karena bentang menengah, maka

$$M_n = C_b \left[M_R + (M_p - M_R) \left(\frac{L_R - L_B}{L_R - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$



$$q = 1339,386 \text{ kg/m}$$

$$R_a = 4687,851 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 8203,739$$

$$\text{kg.m}$$

$$M_A = M_C = R \times \frac{L}{4} - \frac{1}{2} \times q \times \left(\frac{L}{4} \right)^2 = 6152,804 \text{ kgm}$$

$$M_B = M_{\max} = 8203,739 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 8203,739}{2,5(8203,739) + 3(6152,804) + 4(8203,739) + 3(6152,804)} = 1,136$$

$$M_R = S_x (f_y - f_r) = 13878 \text{ kgm}$$

$$M_n = 1,136 \left[13878 + (20575 - 13878) \left(\frac{816,357 - 700}{816,357 - 237,452} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 17300,072 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 16300,072 \text{ kg.m}$$

$$= 15570,065 \text{ kg.m} > 4904,41 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 29,25 \quad : \quad \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 29,25 < 69,57$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (29,4 \times 0,8) = 352800 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 352800 \text{ kg}$$

$$= 317520 \text{ kg} > 4904,41 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{10,31 \times 700^4}{2000000 \times 11300}$$

$$= 1,211 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,211 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

4.2.2 Balok anak lantai hotel

Menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12

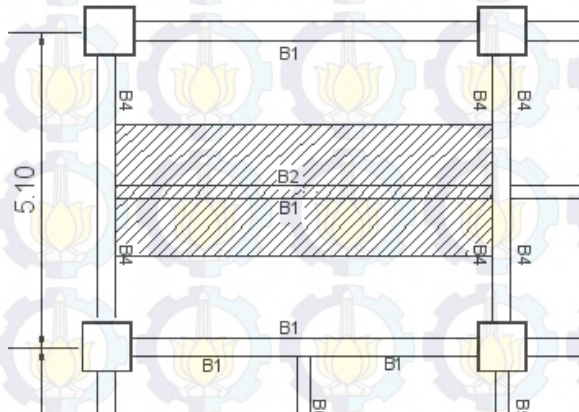
$$W = 56,8 \text{ kg/m} \quad r = 18 \text{ mm} \quad h = 294 - 2(12 + 18)$$

$$A = 72,38 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 823 \text{ cm}^3 \quad = 234 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm} \quad i_y = 4,71 \text{ cm} \quad b_f = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 12 \text{ mm} \quad I_x = 11300 \text{ cm}^4$$

$$d = 294 \text{ mm} \quad I_y = 1600 \text{ cm}^4$$



Gambar 4.6 Denah Balok Anak Lantai Hotel

f. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

- Beban mati

$$\text{Berat pelat bondek} = 10,1 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 2 cm (0,02 x 2200)} = 44 \text{ kg/m}^2$$

Berat beton 0,9 x 2400	= 216	kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
Berat tegel	= 24	kg/m ²
	= 322.1	kg/m ²

$$\text{Berat perhitungan pelat lantai} \\ 322.1 \text{ kg/m}^2 \times 2.55\text{m} = 821,35 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 56,8 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 878,15 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)

$$q_L = 2.55 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 637,5 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \\ = 1,2 \cdot 878,15 + 1,6 \cdot 637,5 = 2073,78 \text{ kg/m}$$

- g. Gaya dalam pada balok anak lantai apartemen

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2073,78 \times 7^2 \\ = 12701,93 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2073,78 \times 7 \\ = 7258,25 \text{ kg}$$

- h. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(12)} = 8,33$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{234}{8} = 29,25$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 29,25 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 823 = 2057500 \text{ kg.cm}$
 $= 20575 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 20575$$

$$= 18517,5 \text{ kg.m} > 12701,93 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang tak terkekang sama dengan panjang balok ($L_b = 700 \text{ cm}$).

$$L_p = 1,76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 234 \text{ cm}$$

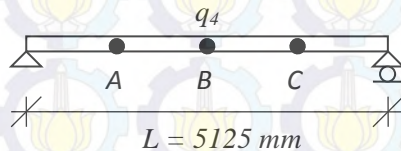
$$L_r = 742 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow (\text{bentang menengah})$$

- Karena bentang menengah, maka

$$M_n = C_b \left[M_R + (M_p - M_R) \left(\frac{L_R - L_B}{L_R - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$



$$q = 2073,78 \text{ kg/m}$$

$$R_a = 7258,25 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 12701,93$$

$$\text{kg.m}$$

$$M_A = M_C = R \times \frac{L}{4} - \frac{1}{2} \times q \times \left(\frac{L}{4} \right)^2 = 9526,45 \text{ kgm}$$

$$M_B = M_{\max} = 12701,93 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 12701,93}{2,5(12701,93) + 3(9526,45) + 4(12701,93) + 3(9526,45)} = 1,136$$

$$M_R = S_x (f_y - f_r) = 13878 \text{ kgm}$$

$$M_n = 1,136 \left[13878 + (20575 - 13878) \left(\frac{816,357 - 700}{816,357 - 237,452} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 17300,072 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \cdot 17300,072 \text{ kg.m} \\ &= 15570,064 \text{ kg.m} > 12701,93 \text{ kg.m} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

i. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 29,25 \quad : \quad \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 29,25 < 69,57$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (29,4 \times 0,8) = 35280 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 35280 \text{ kg} \\ &= 31752 \text{ kg} > 7258,251 \text{ kg} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

j. Kontrol lendutan

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

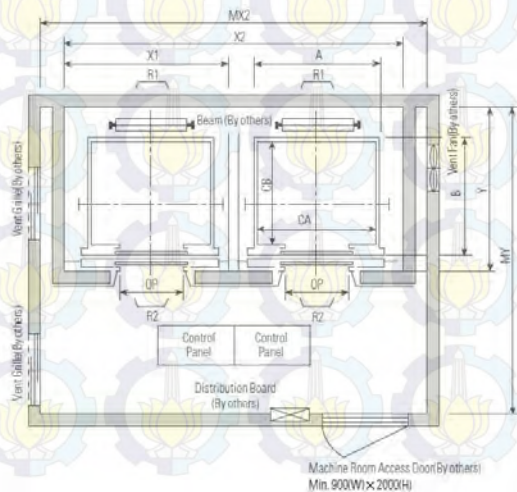
$$\begin{aligned} f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{15,15 \times 700^4}{2000000 \times 11300} \\ &= 1,781 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,781 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

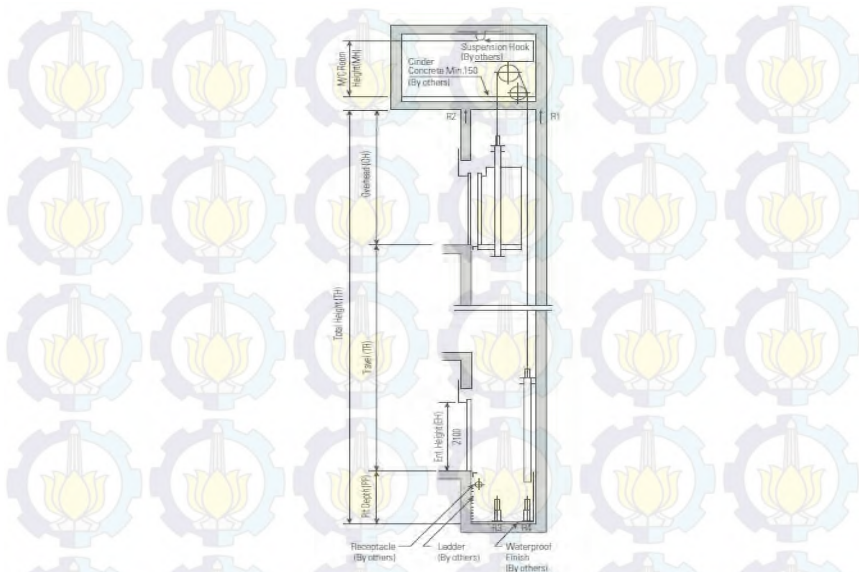
4.3 Perencanaan Balok Lift

Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur lift) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : *HYUNDAI*
- Kapasitas : 17 Orang / 1150 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 1000 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 2 Car : 4800 x 2150 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1800 x 1500 mm²
 - Eksternal : 1900 x 1670 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 4900 x 3900 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 - $R_1 = 6600 \text{ kg}$
 - $R_2 = 5100 \text{ kg}$



Gambar 4.7 Denah Lift



Gambar 4.8 Potongan Melintang Lift

4.3.1 Balok penumpu lift

Balok penumpu lift direncanakan menggunakan profil

WF 300 x 200 x 9 x 14

$$W = 65,4 \text{ kg/m} \quad r = 18 \text{ mm} \quad h = 298 - 2(14 + 18)$$

$$A = 83,36 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 963 \text{ cm}^3 \quad = 234 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm} \quad i_y = 4,77 \text{ cm} \quad bf = 201 \text{ mm}$$

$$t_f = 14 \text{ mm} \quad I_x = 13300 \text{ cm}^4$$

$$d = 298 \text{ mm} \quad I_y = 1600 \text{ cm}^4$$

a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- Beban mati

$$\text{Berat profil balok penggantung lift} = 65,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan, dll(10\%)} = 6,54 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 71,94 \text{ kg/m}$$

- Beban merata ultimate

$$q_U = 1,4 \cdot q_D$$

$$= 1,4 \cdot 71,94 = 100,716 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat lift

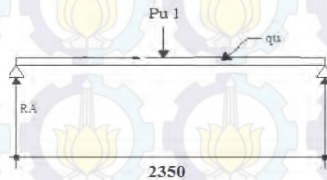
Pada pasal 4.7 Impact Load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

Pada Tabel 4.2 Faktor Elemen Beban Hidup (KLL)

$$PU_1 = R_1 \cdot KLL = 6600 \times (1 + 100\%) = 13200 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot KLL = 5100 \text{ kg} \times (1 + 100\%) = 10200 \text{ kg}$$

- b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4.9 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift

- Reaksi perletakan

$$R_A = R_B = \frac{P_u + q_u \cdot l}{2}$$

$$= \frac{13200 + 100,716 \times 2,35}{2}$$

$$= 13437 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = (13437 \text{ kg} \times 1,175) - (1/2 \times 100,716 \times 1,175^2)$$

$$= 15719 \text{ kgm}$$

- Gaya geser

$$V_U = R_a = 13437 \text{ kg}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{201}{2.12} = 8,375$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,375 < 10,75, \text{ ok..!}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 26 < 106,25, \text{ ok..!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 963 = 2407500 \text{ kg.cm}$
 $= 24075 \text{ kg.m}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 24075$
 $= 21667,5 \text{ kg.m} \geq 15719 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 $L_b = 235 \text{ cm}$
 $L_p = 237 \text{ cm}$ (dari tabel L_p dan L_r)
 $L_r = 816 \text{ cm}$ (dari tabel L_p dan L_r)
 $L_b < L_p$ (bentang pendek)
- Karena bentang, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 963 = 2407500 \text{ kg.cm}$
 $= 24075 \text{ kg.m}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 24075$
 $= 21667,5 \text{ kg.m} \geq 15719 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
 Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{234}{9} = 26 \quad ; \quad \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 26 < 69,57$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w \\ = 0,6 \times 2500 \times (29,8 \times 0,9) = 40230 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 40230 \text{ kg} \\ = 36207 \text{ kg} \geq 13437 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 235 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{235}{360} = 0,65 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5(q)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{(P)l^3}{48 EI_x} \\ = \frac{5x(0,72) \times 235^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 13300} + \frac{(13200)235^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 13300} \\ = 0,14 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,14 \text{ cm} < 0,65 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

4.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Apartemen Mulyorejo ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja.

4.4.1 Tangga lantai apartemen

- Tinggi antar lantai = 450 cm
- Panjang bordes = 225 cm
- Panjang tangga = 443 cm
- Lebar tangga = 132,5 cm
- Lebar injakan (i) = 25 cm
- Lebar pegangan tangga = 10 cm

- Perencanaan jumlah injakan tangga :
Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$25^0 < a < 40^0$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga

Tinggi injakan (t) = 25 cm

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{(450/2)}{20} = 11,25 \text{ dipakai } 11 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 11 - 1 = 10 \text{ buah}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 20 + 25) \leq 65 \text{ cm}$$

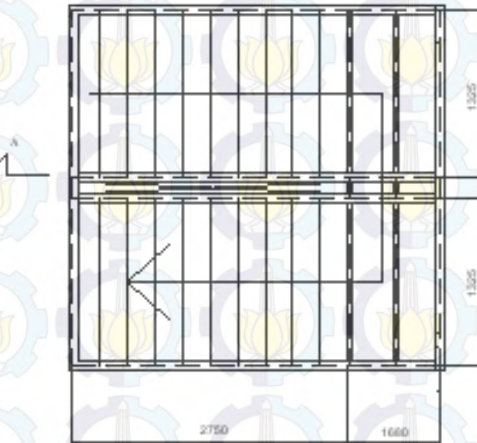
$$60 \text{ cm} \leq (65) \leq 65 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

$$\text{Lebar bordes} = 168 \text{ cm}$$

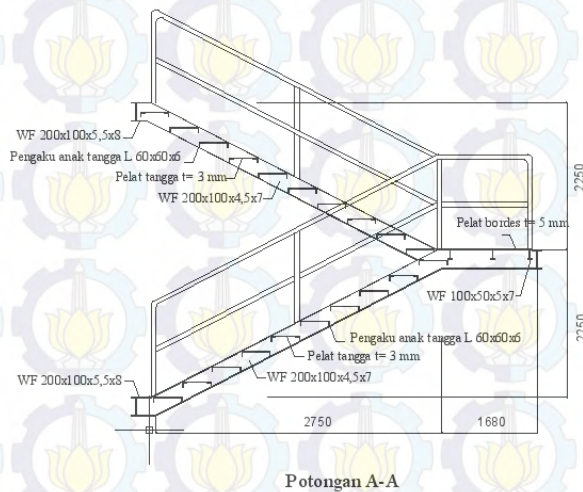
$$\text{Lebar tangga} = 132,5 \text{ cm}$$

$$a = \text{arc tg} \left(\frac{450/2}{275} \right) = 39,28^0$$

$$25^0 < 39,28^0 \leq 40^0 \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.10 Denah Tangga



Potongan A-A

Gambar 4.11 Potongan Tangga

4.4.2 Anak Tangga



Gambar 4.12 Pelat Anak Tangga

- a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Tebal pelat tangga = 3 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

Mutu baja BJ 41 $\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

Berat pelat = $0,003 \times 1,325 \times 7850 = 31,203 \text{ kg/m}$

Alat penyambung (10%) = $3,120 \text{ kg/m}$ +
 $q_D = 34,323 \text{ kg/m}$

Beban hidup

$q_L = 300 \times 1,325 = 397,25 \text{ kg/m}$

- Perhitungan M_D dan M_L

$M_D = 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 34,32 \times 0,25^2 = 0,268 \text{ kg.m}$

$M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 397,5 \times 0,25^2 = 3,105 \text{ kg.m}$

$M_L = 1/4 P_L l = 1/4 \times 100 \times 0,25 = 6,25 \text{ kg.m}$ (menentukan !)

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$M_U = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,268 \text{ kgm} = 0,375 \text{ kg.m}$

$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,268 + 1,6 \times 6,25$
 $= 10,321 \text{ kg.m}$ (menentukan)

- Kontrol momen lentur

$Z_x = 1/4 b h^2 = 0,25 \times 132,5 \times 0,09^2 = 2,98 \text{ cm}^3$

$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9 \times 2,98 \times 2500 = 6707,813 \text{ kg.cm}$

$$= 67,0781 \text{ kg.m}$$

Syarat : $\phi M_n > M_u$

$$67,0781 \text{ kg.m} > 8,603 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 25 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{25}{360} = 0,06944 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 133 \times 0,3^3 = 0,298 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{4,318 \times 25^4}{2000000 \times 0,298}$$

$$= 0,036 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,036 \text{ cm} < 0,069 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

b. Perencanaan pengaku anak tangga

Direncanakan menggunakan profil siku 60 x 60 x 6 dengan data sebagai berikut :

$$b = 60 \text{ mm} \quad I_x = 22,8 \text{ cm}^4 \quad Z_x = 9,833 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 6 \text{ mm} \quad I_y = 22,8 \text{ cm}^4 \quad i_x = 1,82 \text{ cm}$$

$$W = 5,42 \text{ kg/m} \quad A = 6,91 \text{ cm}^2 \quad i_y = 1,82 \text{ cm}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.13 Sketsa Pembebanan Pelat Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = 0,125 \times 0,003 \times 7850 = 2,943 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 60 \times 60 \times 6 = 5,42 \text{ kg/m}$$

$$= 8,363 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 0,8363 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 9,1993 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$q_L = 300 \times 0,125 = 37,5 \text{ kg/m}$$

$$p_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 9,1993 \times 1,325^2 = 2,019 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

$$= 1/8 \times 37,5 \times 1,325^2 = 8,229 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/3 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$$

$$= 1/3 \times 100 \times 1,325 = 44,16 \text{ kg.m} \quad (\text{menentukan!})$$

$$V_u = 1,2(1/2 \times q_D \times 1,325) + 1,6(1/2 \times P \times 2)$$

$$= 1,2(1/2 \times 9,1993 \times 1,325) + 1,6(1/2 \times 100 \times 2)$$

$$= 167,31 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 2,019 + 1,6 \times 44,16 = 73,07 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 9,833 = 24582,5 \text{ kg.cm}$$

$$= 245,825 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 245,825$$

$$= 221,24 \text{ kg.m} \geq 73,07 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t} = \frac{(45-5)}{5} = 8 < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 \times f_y \times A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (6 \times 0,6)$$

$$= 5400 \text{ kg}$$

$$\varnothing V_n \geq V_u$$

$$\varnothing V_n = 0,9 \times 5400 \text{ kg}$$

$$= 4860 \text{ kg} \geq 167,31 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 132,5 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{132,5}{240} = 0,55 \text{ cm}$$

$$f_1^o = \frac{5(qd)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{23 P \cdot l^3}{648 EI_x}$$

$$f_1^o = \frac{5(0,09119)132,5^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 22,8} + \frac{23(100) \cdot 132,5^3}{648 \cdot 2000000 \cdot 22,8}$$

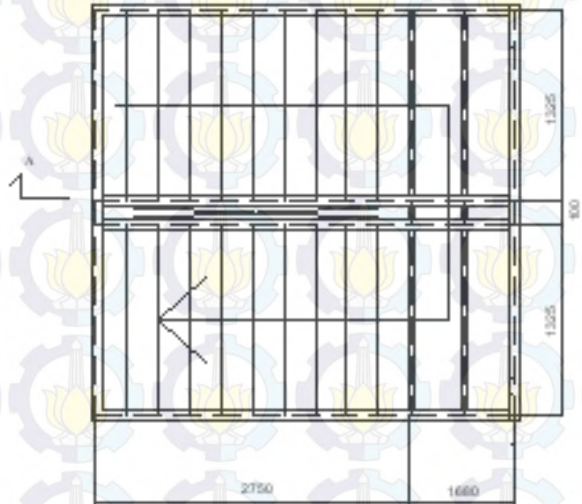
$$f_1^o = 0,261 \text{ cm} < 0,55 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

$$f_2^o = \frac{5(qd+ql)l^4}{384 \cdot EI_x}$$

$$f_2^o = \frac{5(0,09119+0,45)132,5^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 22,8}$$

$$f_2^o = 0,089 < 0,55 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

4.4.3 Bordes



Gambar 4.14 Denah Bordes

- a. Pelat bordes
 - Tebal pelat bordes = 8 mm
 - Berat jenis baja = 7850 kg/m^3
 - Mutu baja BJ 41 $\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$
- Perencanaan pembebanan pelat bordes
 - Beban mati
 - Berat pelat = $0,008 \times 1,325 \times 7850 = 83,21 \text{ kg/m}$
 - Alat penyambung (10%) = $8,321 \text{ kg/m}$
 - $q_D = 91,531 \text{ kg/m}$
 - Beban hidup
 - $q_L = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1,325 \text{ m} = 397,5 \text{ kg.m}$
- Perhitungan M_D dan M_L
 - $M_D = 1/8 \times q_D \times l^2$

$$= 1/8 \times 91.531 \times (0.4461)^2 = 2,2319 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$$

$$= 1/8 \times 397,5 \times (0,4461)^2 = 9,69 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 2,23 + 1,6 \times 9,69 = 18,186 \text{ kg.m}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 b h^2 = 1/4 \times 132,5 \times 0,8^2 = 21,2 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 21,2 \times 2500 = 53000 \text{ kg.cm} = 530 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 530$$

$$= 477 \text{ kg.m} \geq 18,186 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 44,16 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{44,16}{360} = 0,122 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 132,5 \times 0,8^3 = 5,653 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{4,89 \times 44,16^4}{2000000 \times 6,955}$$

$$= 0,021 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,021 \text{ cm} < 0,122 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- b. Perencanaan balok bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

$$d = 100 \text{ mm} \quad t_f = 7 \text{ mm} \quad r = 8 \text{ mm}$$

$$b = 50 \text{ mm} \quad Z_x = 42 \text{ cm}^3 \quad I_x = 187 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 5 \text{ mm} \quad W = 9,3 \text{ kg/m}$$

- Perencanaan pembebanan balok bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,008 \times 0,4416 \times 7850 = 27,73 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 9,3 \text{ kg/m} +$$

$$= 37,03 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan dan lain-lain } 10\% = 3,70 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 40,73 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

Lantai apartemen

$$(\text{Tabel 3.1 PPIUG 1983}) = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total beban hidup } (q_L) = 0,4416 \times 300 = 132,48 \text{ kg/m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L = \frac{1}{2} \times 40,73 \times 1,325$$

$$= 26,98 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 40,73 \times (1,325)^2$$

$$= 8,93 \text{ kg.m}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times q_L \times L = \frac{1}{2} \times 132,48 \times 1,325$$

$$= 87,768 \text{ kg}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 132,48 \times (1,325)^2$$

$$= 29,073 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi pembebanan

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$= 1,2(26,98) + 1,6(87,768) = 172,804 \text{ kg}$$

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$= 1,2(8,93) + 1,6(29,073) = 57,232 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{84}{6} = 14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 84,184 \\
 &= 210460 \text{ kg.cm} \\
 &= 2104,6 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\
 \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 2104,6 \\
 &= 1894,14 \text{ kg.m} \geq 57,232 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{t_w} &= \frac{84}{6} = 14 \\
 \frac{1100}{\sqrt{f_y}} &= \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57 \\
 \frac{h}{t_w} &\leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (10 \times 0,6) = 9000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &\geq V_u \\
 \phi V_n &= 0,9 \times 9000 \text{ kg} \\
 &= 8100 \text{ kg} \geq 172,804 \text{ kg} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{132,5}{240} = 0,55 \text{ cm} \\
 f^o &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(1,73) \cdot 132,5^4}{2000000 \cdot 383} = 0,009 \text{ cm} \\
 f^o &< f_{ijin} \rightarrow 0,009 \text{ cm} < 0,55 \text{ cm} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

4.4.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7, dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 W &= 18,2 \text{ kg/m} & I_x &= 1580 \text{ cm}^4 \\
 r &= 11 \text{ mm} & Z_x &= 170 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 2,21 \text{ cm} & i_x &= 8,24 \text{ cm} \\
 A_g &= 23,18 \text{ cm}^2 \\
 h &= 198 - 2(7+11) = 162 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Perencanaan pembebanan anak tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat } 0,003 \times 0,6625 \times 7850 = 19,782 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku } 5,42 \times 2 = 10,84 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok } 18,2 / \cos(39,28) &= 23,512 \text{ kg/m} + \\ &= 54,134 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat alat penyambung } 10\% &= 5,41 \text{ kg/m} + \\ q_{D1} &= 59,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$q_{L1} = 300 \times 0,6625 / \cos 39,28 = 256,76 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U1} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 59,5 + 1,6 \times 256,76 \\ &= 482,216 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Perencanaan pembebanan bordes

Beban mati

$$\text{Berat profil} = 18,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat bordes } 0,008 \times 0,6625 \times 7850 &= 41,6 \text{ kg/m} + \\ &= 59,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat penyambung } 10\% &= 5,98 \text{ kg/m} + \\ q_{D2} &= 65,78 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

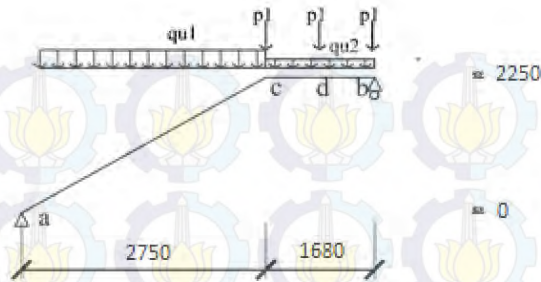
Beban hidup

$$q_{L2} = 300 \times 0,6625 = 198,75 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U2} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 65,78 + 1,6 \times 198,75 = 396,93 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat akibat balok bordes

$$p_1 = 9,3 \times 0,6625 = 6,16 \text{ kg}$$



Gambar 4.15 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_b(4,43) - p_1(2,75) - p_1(3,59) - p_1(4,43) - qu_1(2,75)(1,375) - qu_2(1,68)(3,59) = 0$$

$$R_b = 966,972 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a(4,43) - p_1(1,68) - p_1(0,84) - qu_1(2,75)(3,05) - qu_2(1,68)(0,84) = 0$$

$$R_a = 1042,94 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= R_a + R_b - qu_1 \times 2,75 - qu_2 \times 1,68 - P \times 3 \\ &= 1042,94 + 966,972 - 482,216 \times 2,75 - 396,39 \times 1,68 - 6,16 \times 3 \\ &= 0 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Bidang M

- a - c :

$$\begin{aligned} M_x &= R_a \cdot x - \frac{1}{2} qu_1 \cdot x^2 \\ &= 1042,94 \cdot x - \frac{1}{2} 482,216 \cdot x^2 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_a = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 2,75 \text{ m}$$

$$M_c = 1042,94 \cdot 2,75 - \frac{1}{2} 482,216 \cdot 2,75^2 = 1044,705 \text{ kg.m}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = 1044,705 - 482,216 \cdot x = 0$$

$$x = 2,21 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1044,705 \cdot 2,21 - \frac{1}{2} 482,216 \cdot 2,21^2 = 1131,18 \text{ kg.m}$$

• b - d :

$$M_x = R_b \cdot x - \frac{1}{2} q u_2 \cdot x^2 - p_1 \cdot x$$

$$= 966,972 \cdot x - \frac{1}{2} 396,39 \cdot x^2 - 6,16 \cdot x$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 0,84 \text{ m}$$

$$M_d = 966,972 \cdot 0,84 - \frac{1}{2} 396,39 \cdot 0,84^2 - 6,16 \cdot 0,84$$

$$= 667,23 \text{ kg.m}$$

• d - c :

$$M_x = R_b \cdot x - \frac{1}{2} q u_2 \cdot x^2 - p_1 \cdot x - p(x-0,84)$$

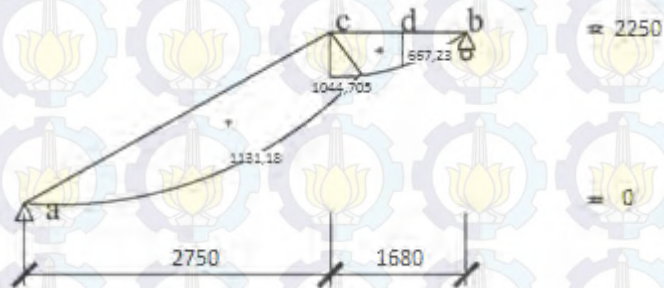
$$= 966,972 \cdot x - \frac{1}{2} 396,39 \cdot x^2 - 6,16 \cdot x - 6,16(x-0,84)$$

$$x = 0,84 \text{ m}$$

$$M_d = 667,23 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,68 \text{ m}$$

$$M_c = 1049,604 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.16 Bidang M Balok Tangga

Bidang D

- a - c :

$$\begin{aligned} D_x &= R_a \cdot \cos (39,28^0) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos (39,28^0) \\ &= 1042,94 \cdot \cos (39,28^0) - 482,216 \cdot x \cdot \cos (39,28^0) \\ x &= 0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{ka} &= 1042,94 \cdot \cos (39,28^0) - 482,216 \cdot 0 \cdot \cos (39,28^0) \\ &= 807,299 \text{ kg} \\ x &= 2,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{ki} &= 1042,94 \cdot \cos (39,28^0) - 482,216 \cdot 2,75 \cdot \cos (39,28^0) \\ &= -219,178 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b - d :

$$\begin{aligned} D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x + p_1 \\ &= -966,972 + 396,39 \cdot x + p_1 \\ x &= 0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{bi} &= -966,972 + 396,39 \cdot 0 + 6,16 \\ &= -576,742 \\ x &= 0,84 \text{ m} \end{aligned}$$

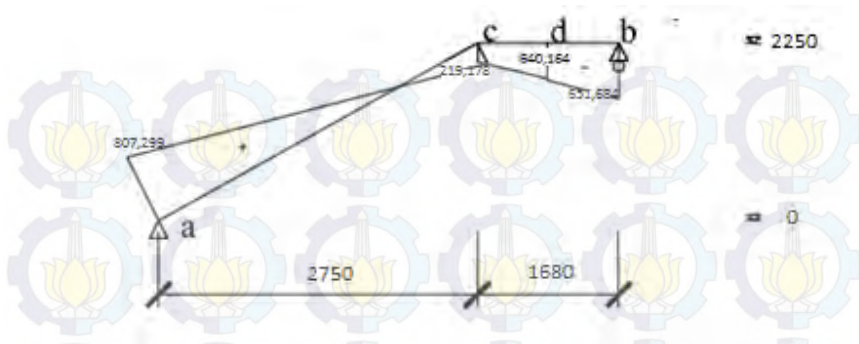
$$\begin{aligned} D_{da} &= -966,972 + 396,39 \cdot 0,84 + 6,16 \\ &= -640,164 \end{aligned}$$

- d - c :

$$\begin{aligned} D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x + p_1 + p_1 \\ &= -966,972 + 396,39 \cdot x + 6,16 + 6,16 \\ x &= 0,84 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{di} &= -966,972 + 396,39 \cdot 0,84 + 6,16 + 6,16 \\ &= -651,684 \\ x &= 1,68 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{ca} &= -966,972 + 396,39 \cdot 1,68 + 6,16 + 6,16 \\ &= -318,716 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4.17 Bidang D Balok Tangga

Bidang N

- a - c :

$$N_x = -R_a \cdot \sin(39,28^\circ) + q_{u1} \cdot x \cdot \sin(39,28^\circ)$$

$$= -1042,94 \cdot \sin(39,28^\circ) + 482,216 \cdot x \cdot \sin(39,28^\circ)$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$N_{a_{ka}} = -1042,94 \cdot \sin(39,28^\circ) + 482,216 \cdot 0 \cdot \sin(39,28^\circ)$$

$$= -660,296 \text{ kg}$$

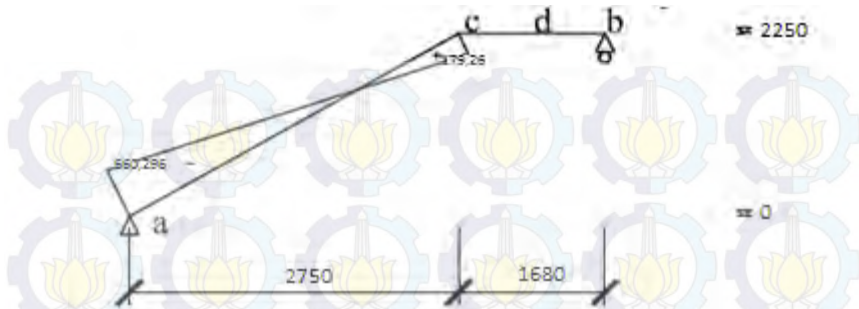
$$x = 2,75 \text{ m}$$

$$N_{c_{ki}} = -1042,94 \cdot \sin(39,28^\circ) + 482,216 \cdot 2,75 \cdot \sin(39,28^\circ)$$

$$= 179,26 \text{ kg}$$

- c - b :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.18 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol penampang profil

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{99}{2 \times 7} = 7,071$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,071 < 10,75$, maka penampang kompak

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{162}{4,5} = 36$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36 < 106,25$, maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm}$$

$$= 4250 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 4250$$

$$= 3825 \text{ kg.m} \geq 1131,18 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 15^2} = 33,5 \text{ cm (pengaku anak tangga)}$$

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 2,21 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$= 110,01 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow$ bentang pendek, maka $M_n = M_p$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm}$$

$$= 4250 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 4250$$

$$= 3825 \text{ kg.m} \geq 1131,18 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{4,5} = 36$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (19,8 \times 0,45) = 6615 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 6615 \text{ kg}$$

$$= 5953,5 \text{ kg} \geq 807,229 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- Persamaan interaksi tekan - lentur

$$L = \sqrt{(300)^2 + (150)^2} = 335,4 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (sendi - sendi)}$$

$$L_k = k_c \times L = 1 \times 335,4 = 335,4$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i} = \frac{335,4}{8,24} = 40,7$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{40,7}{\pi \cdot 2,21} \sqrt{\frac{2500}{2000000}}$$

$$= 0,207 \rightarrow \lambda_c < 0,25$$

$$\omega = 1$$

$$P_n = \frac{A_g \times f_y}{\omega} = \frac{23,18 \times 2500}{1} = 57950 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 57950$$

$$= 49257,5 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{530,45}{49257,5} = 0,011 < 0,2 \text{ maka rumus interaksi 2}$$

$$= \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$= \frac{530,45}{2 \cdot 49257,5} + \left[\frac{1061,19}{3825} + 0 \right] \leq 1,0$$

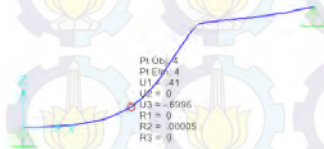
$$= 0,3 < 1 \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{(275)^2 + (150)^2}}{240} = 1,28$$

$$f^o = 0,69 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,69 \text{ cm} < 1,28 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$



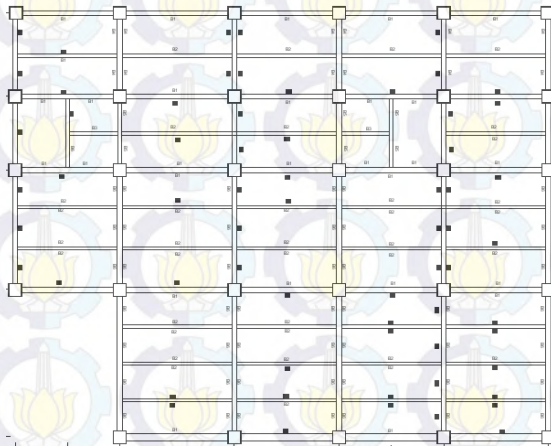
Gambar 4.19 Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

BAB V

PEMODELAN STRUKTUR

5.1. Penjelasan Umum

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem rangka bresing eksentrik (SRBE). Struktur rangka bresing eksentrik berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan apartemen yang terdiri dari 12 lantai apartemen dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 44.5 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut :



Gambar 5.1 Denah Struktur Hotel Pessona

Pada gambar 5.1 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan sumbu X adalah arah horisontal gambar. Bresing yang dipergunakan pada tugas akhir ini adalah tipe bresing eksentrik dengan konfigurasi *inverted v*. Analisis yang dilakukan pada struktur Hotel Pessona Gresik ini tanpa menggunakan dilatasi. Bentuk struktur yang tidak simetris akan memungkinkan struktur tersebut memiliki respon yang tidak beraturan. Ketidakberaturan respon tentunya dapat menimbulkan

torsi pada elemen struktur. Hal ini bisa dikurangi dengan mengatur penempatan bresing sebagai penahan beban lateral.

Permodelan struktur Hotel Pessonan Gresik dilakukan menggunakan program bantu SAP 2000 v15. Pada program SAP 2000 v15, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI-1726-2012 (Gempa) dan SNI-1729-2002 (Baja).

5.2. Pemodelan Struktur

5.2.1 Data masukan material

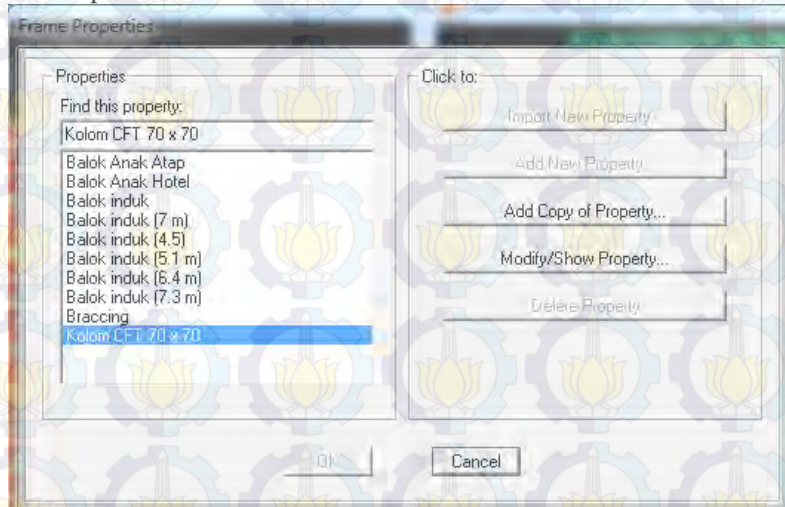
Data masukkan material dalam permodelan SAP 2000v15 adalah data material elemen struktur baja dan beton. Pendefinisian data masukkan material dapat dilihat pada Gambar 5.2

Property	Steel (S441)	Concrete (fc' 25)
Material Name and Display Color	S441	fc' 25
Material Type	Steel	Concrete
Weight per Unit Volume	7.837E-05	2.40E-04
Mass per Unit Volume	7.833E-03	2.40E-03
Modulus of Elasticity, E	199947.98	23500
Poisson's Ratio, ν	0.3	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, α	1.170E-05	9.800E-06
Shear Modulus, G	76303.07	9751.6667
Minimum Yield Stress, F_y	250	-
Minimum Tensile Stress, F_u	410	-
Effective Yield Stress, F_{ye}	375	-
Effective Tensile Stress, F_{ue}	410	-
Specified Concrete Compressive Strength, f_c	-	25
Lightweight Concrete	-	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduction Factor	-	-

Gambar 5.2 Input Form Material pada SAP 2000v15

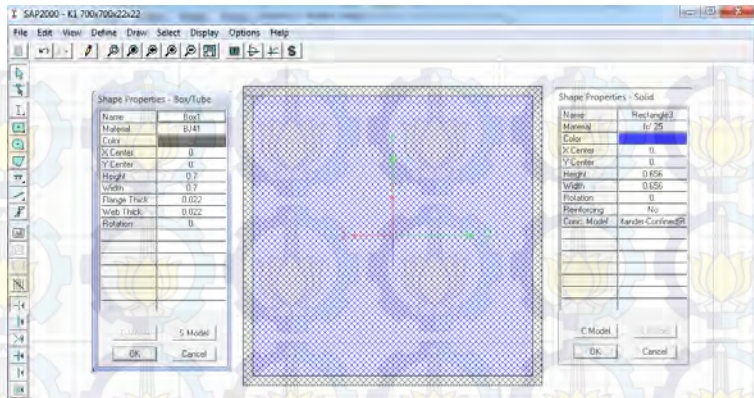
5.2.2 Data masukan elemen struktur

Data masukan elemen struktur dalam permodelan SAP 2000v15 adalah data elemen struktur dari kolom, balok, dan bresing. Pendefinisian data masukan elemen struktur dapat dilihat pada Gambar 5.3



Gambar 5.3 Input Form Elemen Struktur pada SAP 2000v15

Data masukan elemen struktur kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) dalam permodelan SAP 2000v15 adalah dengan menggunakan option section designer dengan hasil output dilihat pada Gambar 5.4 dan elemen struktur balok pada Gambar 5.5



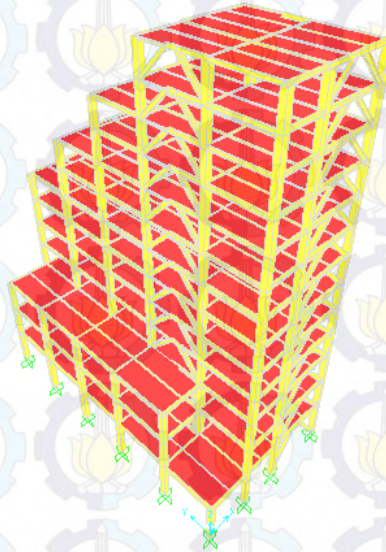
Gambar 5.4 Pemodelan Kolom CFT dalam SAP2000v15



Gambar 5.5 Pemodelan Balok Menggunakan Profil WF dalam SAP2000v15

5.2.3 Pemodelan struktur 3 dimensi

Berikut adalah pemodelan struktur 3 dimensi yang sudah dilakukan dalam program SAP 2000 v15 :



Gambar 5.6 Model 3 Dimensi Struktur Hotel Pessona

5.3. Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan rincian sebagai berikut :

1. Beban mati (*dead load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap yang tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain :

- Berat sendiri beton bertulang yang memiliki massa jenis sebesar 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek sebesar $10,1 \text{ kg/m}^2$

- Berat sendiri baja profil yang terpasang sebagai struktur rangka baja berupa kolom, balok, dan bresing dengan massa jenis sebesar 7850 kg/m^3 .
- Beban spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm.
- Beban *ducting plumbing* yang ditetapkan sebesar 10 kg/m^2 .
- Beban plafon dan penggantung sebesar 18 kg/m^2 .

Rincian pembebanan untuk beban mati adalah sebagai berikut:

- Pelat atap $q_D = 312.1 \text{ kg/m}^2$
- Pelat lantai Hotel $q_D = 322.1 \text{ kg/m}^2$

2. Beban hidup (*live load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan Rincian pembebanan untuk beban hidup adalah sebagai berikut :

- Lantai atap $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Lantai Hotel $= 250 \text{ kg/m}^2$

Pembebanan struktur utama akibat beban mati dan hidup dalam struktur ini di modelkan pembebanan satu arah sesuai dengan pembebanan plat bondeks, dengan input pembebanan pada SAP2000v15 dengan option, *uniform load to frame*.

3. Beban gempa (*earthquake load*)

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik. Untuk parameter gempa yang digunakan diambil dari website dinas Pekerjaan Umum dengan lokasi input berada di Surabaya

5.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pada struktur Hotel Pessona Gresik ini mempunyai jumlah lantai 13 tingkat dengan ketinggian 44.5 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 03-1726-2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.4.1. Penentuan klasifikasi situs

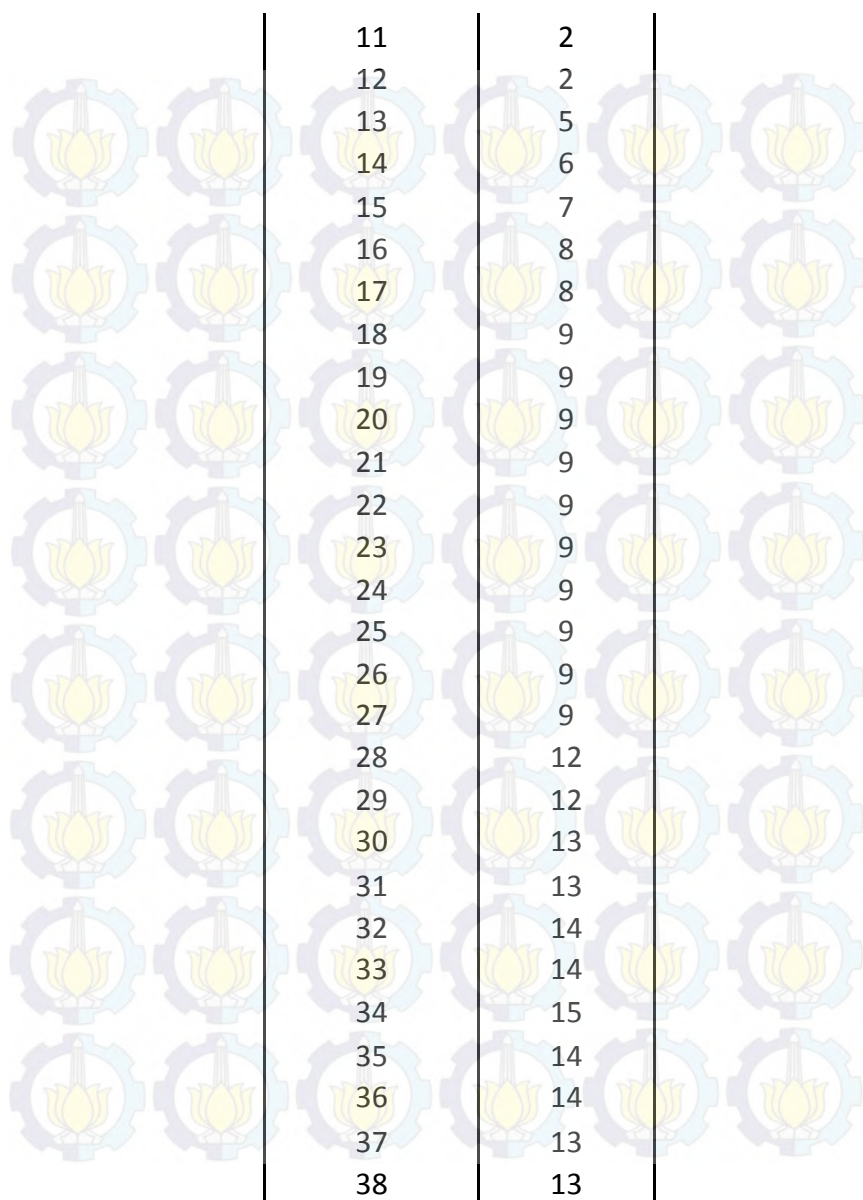
Berdasarkan hasil penelitian kondisi tanah (soil investigation), struktur bangunan ini termasuk kedalam kategori tanah sedang sehingga untuk pembebanan gempa digunakan Response Spectrum dengan klasifikasi tanah lunak.

Penentuan jenis tanah untuk peninjauan gempa adalah data tanah pada lapisan setebal maksimum 30 m paling atas sesuai SNI 1726 2012.

Data tanah N-SPT yang berada pada lampiran dapat dirangkum berdasarkan kedalaman per-1 m seperti yang terdapat pada Tabel 5.1

Tabel 5.1 Hasil Data Tanah Berdasarkan N-SPT

Kedalaman (m)	SPT
1	0
2	0
3	0
4	0
5	14
6	11
7	9
8	5
9	3
10	2



11	2
12	2
13	5
14	6
15	7
16	8
17	8
18	9
19	9
20	9
21	9
22	9
23	9
24	9
25	9
26	9
27	9
28	12
29	12
30	13
31	13
32	14
33	14
34	15
35	14
36	14
37	13
38	13

39	13
40	12
41	12
42	12
43	12
44	13
45	18
46	20
47	44
48	50
49	63
50	65

$\bar{N} = 7,53 < 15$ (Tanah Lunak)

Dari data tersebut didapatkan bahwa lokasi BH1 jenis tanahnya yang akan digunakan dalam perhitungan beban gempa adalah Tanah Lunak.

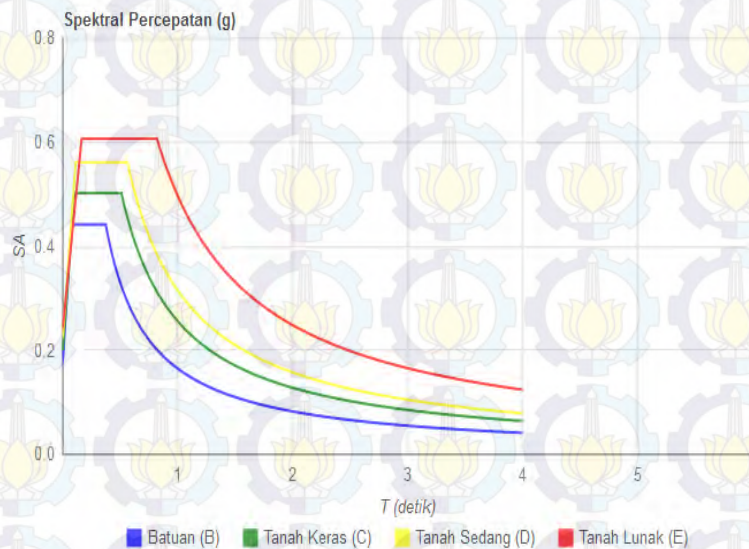
5.4.2. Parameter respon spektrum rencana

Parameter respon spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah padang dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E) :

Tabel 5.2 Parameter Respon Gempa Wilayah Padang untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak)

PGA (g)	0.515
SS (g)	1.398
S1 (g)	0.6
CRS	1.096

CR1	0.955
FPGA	0.9
FA	0.9
FV	2.4
PSA (g)	0.463
SMS (g)	1.258
SM1 (g)	1.44
SDS (g)	0.839
SD1 (g)	0.96
T0 (detik)	0.229
TS (detik)	1.144



Gambar 5.7 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Padang

5.4.3. Arah pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X :
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

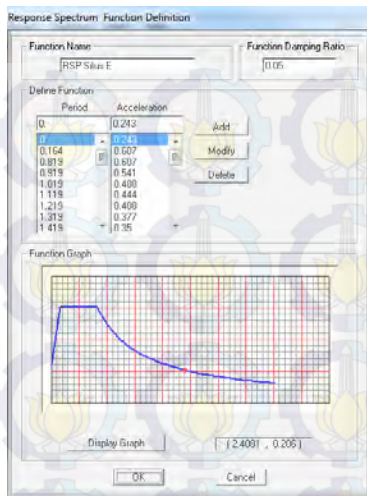
5.4.4. Faktor reduksi gempa (R)

Gedung ini direncanakan dengan sistem rangka bresing eksentrik (SRBE) baja. Berdasarkan tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 4, dan nilai koefisien modifikasi respon (R) = 8

5.4.5. Faktor keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hunian (apartemen). Pada tabel 1 SNI 03-1726-2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I = 1$.

Dalam input pembebanan gempa dinamis dalam SAP 2000v15 dengan menggunakan option fungsi dari respon spectrum yang dapat dilihat pada Gambar 5.9 dan input *load cases* pembebanan gempa dengan meninjau faktor reduksi gempa, faktor keutamaan dan arah pembebanan (Gambar 5.10 dan 5.11)



Gambar 5.8 Grafik Respon Spektrum Situs E Padang

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: RSK Notes: Load Case Type: Response Spectrum

Model Combination: ☒ SRSS GMC /1: 1 Directional Combination: ☒ SRSS

☐ Absolute GMC /2: 0 ☒ CQC3

☐ GMC Periodic + Rigid Type: SRSS ☐ Absolute

☐ NRC 10 Percent Scale Factor: ☐ Double Sum

Modal Load Case: Use Modes from this Model Load Case MODAL

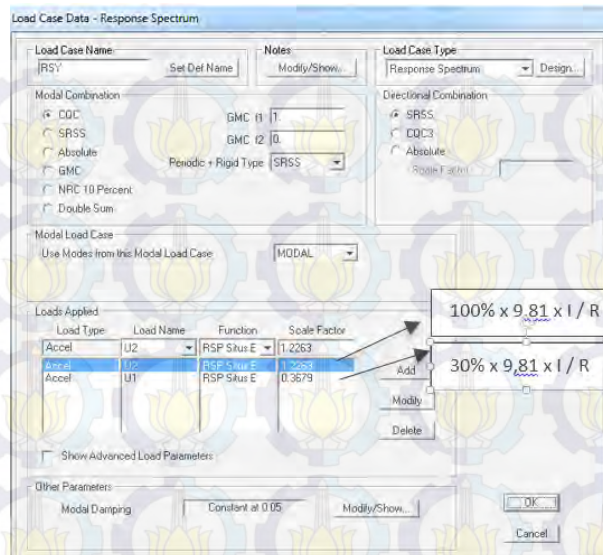
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RSP Situs E	1.2263
Accel	U2	RSP Situs E	0.3678

100% x 9,81 x I / R

30% x 9,81 x I / R

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Gambar 5.9 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X



Gambar 5.10 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y

5.4.7. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 03-1729-2002 bangunan baja tahan gempa sebagai berikut :

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL

- $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} \pm \text{Ex}$
- $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} \pm \text{Ey}$
- $0,9 \text{ DL} \pm \text{Ex}$
- $0,9 \text{ DL} \pm \text{Ey}$

Keterangan :

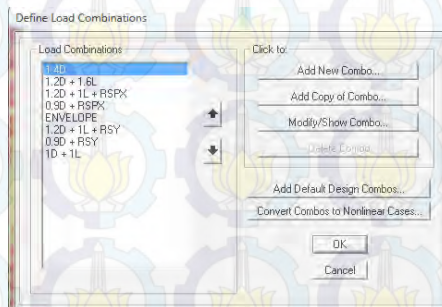
DL : beban mati

LL : beban hidup lantai apartement

LL : beban hidup lantai parkir

E : beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

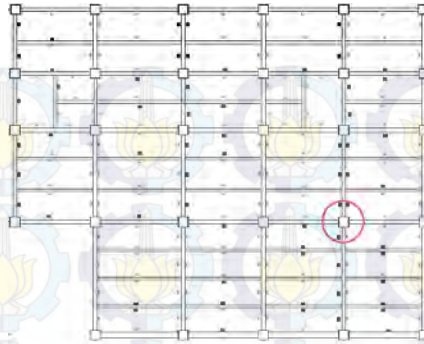
Dalam input kombinasi pembebanan dalam SAP 2000v15 dengan menggunakan option *load combination* yang dapat dilihat pada Gambar 5.11



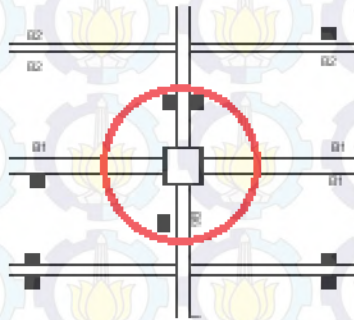
Gambar 5.11 Kombinasi Pembebanan

5.5. Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000 v15, untuk membuktikan hasil pemodelan struktur sesuai dengan kenyataan aslinya, perlu dilakukan pengecekan dengan perhitungan manual, dengan meninjau satu kolom, dengan kombinasi D+L, hasil dari analisa SAP 2000 v15 harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan 5 % . Adapun kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut :



Gambar 5.12 Area Pembebanan Pada Kolom yang Ditinjau



Gambar 5.13 Detail Area Pembebanan Pada Kolom yang Ditinjau

$$\text{Luas Area} = 5,7 \text{ m} \times 6,9 = 39,53 \text{ m}^2$$

Rincian pembebanan untuk beban mati adalah:

- Pelat atap = $312,1 \text{ kg/m}^2$
- Pelat lantai apartemen = $322,1 \text{ kg/m}^2$

Rincian pembebanan untuk beban hidup adalah:

- Lantai atap = 100 kg/m^2

b. Lantai apartemen = 250 kg/m^2

Tabel 5.3 Perhitungan Beban Mati Lantai

Keterangan	Beban (kg/m ²)	Area (m ²)	Jumlah lantai	Total (kg)
Pelat Lantai Atap	312.1	39.53	1	12337.313
Pelat Lantai Hotel	322.1	39.53	12	152791.356
Total				165128.669

Tabel 5.4 Perhitungan Beban Mati Balok

Keterangan	Berat (kg/m ²)	Panjang (m)	Jumlah lantai	Total (kg)
Balok 500 x 200 x 10 x 16	89.6	3.65	13	4251.52
Balok 500 x 200 x 10 x 16	89.6	3.5	13	4076.8
Balok 500 x 200 x 10 x 16	89.6	5.45	13	6348.16
Balok 350 x 250 x 8 x 12	69.2	12.75	13	11469.9
Total				26146.38

Tabel 5.5 Perhitungan Beban Mati Kolom

Keterangan	Berat (kg/m ²)	Panjang (m)	Total
Kolom CFT 700 x 700	1538.15	44.5	68447.675

Total beban mati pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut:

$$165128,669\text{kg} + 26146,38\text{kg} + 68447,675\text{kg} = 259722,172\text{kg}$$

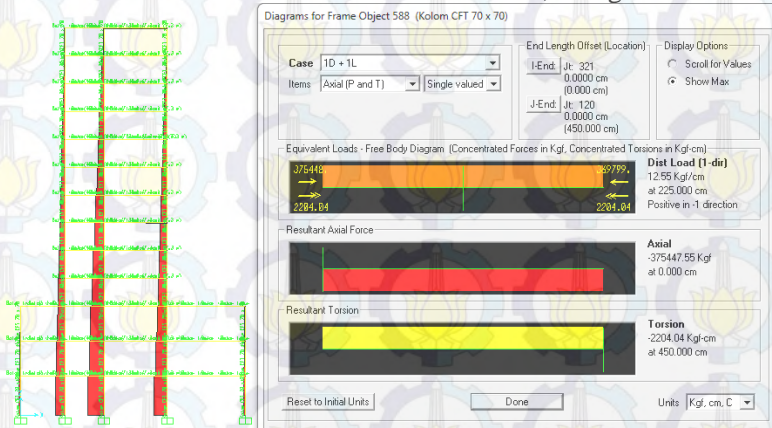
Tabel 5.6 Perhitungan Beban Hidup

Keterangan	Beban (kg/m ²)	Area (m ²)	Jumlah lantai	Total (kg)
Lantai Atap	100	39.53	1	3953
Lantai Hotel	250	39.53	12	118590
Total				122543

Total beban hidup pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut:

122543 kg

$$\begin{aligned}\text{Beban Mati} + \text{Beban Hidup (D+L)} &= 259722,172\text{kg} + 122543\text{kg} \\ &= 382265,172\text{kg}\end{aligned}$$



Gambar 5.14 Hasil Output Beban Mati + Hidup dari Kolom yang di tinjau

Hasil beban mati dan hidup (D+L) dari SAP 2000v15 adalah 375447,55 kg. selisih antara perhitungan manual dengan hasil output dari SAP 2000v15 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}382265,172\text{ kg} - 375447,55\text{ kg} &= 6817,622\text{ kg} \\ (6817,622\text{ kg} / 382265,172) \times 100\% &= 0,017\% < 5\% \text{ (OK)} \\ \text{Pemodelan struktur dapat diterima (OK...!)}\end{aligned}$$

5.6. Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000 v15, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012 untuk menentukan kelayakan sistem

struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

5.6.1 Kontrol partisipasi massa

Menurut SNI 1726 ps 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah

Dalam hal ini digunakan bantuan program SAP 2000 v15 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 5.8 berikut :

Tabel 5.7 Rasio Partisipasi Massa Hotel Pessona Gresik

OutputCase	StepType	StepNum	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.61	0.00004267
MODAL	Mode	2	0.61	0.72
MODAL	Mode	3	0.68	0.72
MODAL	Mode	4	0.84	0.72
MODAL	Mode	5	0.84	0.88
MODAL	Mode	6	0.85	0.88
MODAL	Mode	7	0.9	0.88
MODAL	Mode	8	0.9	0.88
MODAL	Mode	9	0.9	0.88
MODAL	Mode	10	0.9	0.88
MODAL	Mode	11	0.9	0.88

MODAL	Mode	12	0.9	0.88
MODAL	Mode	13	0.9	0.88
MODAL	Mode	14	0.91	0.89
MODAL	Mode	15	0.91	0.93
MODAL	Mode	16	0.92	0.93
MODAL	Mode	17	0.92	0.93

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 91% pada moda ke 7 dan partisipasi massa arah Y sebesar 92% pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.6.2 Kontrol waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} .

Struktur apartemen Puncak Dharmahusada memiliki tinggi 116 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan bresing eksentrik sehingga pada tabel 15 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 44,5 \text{ m}$$

maka :

$$T = 0,0731 \cdot 44,5^{0,75}$$

$$= 1,259 \text{ s}$$

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,96$, maka :

$$C_u \cdot T = 1,4 \cdot 1.259 = 1.76 \text{ s}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 v15 periode dan frekuensi struktur dapat dilihat pada Tabel 5.9

Tabel 5.8 Periode dan Frekuensi Struktur

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	1.456481	0.68659
MODAL	Mode	2	1.301315	0.76845
MODAL	Mode	3	0.831542	1.2026
MODAL	Mode	4	0.572519	1.7467
MODAL	Mode	5	0.485565	2.0595
MODAL	Mode	6	0.391394	2.555
MODAL	Mode	7	0.331278	3.0186
MODAL	Mode	8	0.286823	3.4865
MODAL	Mode	9	0.285724	3.4999
MODAL	Mode	10	0.280612	3.5636
MODAL	Mode	11	0.279876	3.573
MODAL	Mode	12	0.278753	3.5874
MODAL	Mode	13	0.277975	3.5974
MODAL	Mode	14	0.271604	3.6818
MODAL	Mode	15	0.270876	3.6917
MODAL	Mode	16	0.250602	3.9904
MODAL	Mode	17	0.248297	4.0274

Dari tabel di atas didapat $T = 1.456 \text{ s}$. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur hotel persona gresik masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

5.6.3. Kontrol nilai akhir respon spektrum

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,81}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,10125$$

Nilai C_s di atas nilainya tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,96}{1,25\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,080391 < 0,10125$$

(Not OK...!)

Maka diambil $C_s = 0,080391$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\ &= 0,044 \cdot 0,81 \cdot 1 \\ &= 0,03564 < 0,0173 \end{aligned}$$

(Not OK...!)

Maka diambil $C_s = 0,03564$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur apartemen Puncak Dharmahusada adalah :

Tabel 5.9 Reaksi Dasar Struktur

OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
1D + 1L	Combination	5963403,51

Dari tabel di atas didapat berat total struktur adalah 4891383,61 kg Maka :

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\ &= 0,03564 \cdot 5963403,51 \text{ kg} \\ &= 212535,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 v15 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut:

Tabel 5.10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RS X	306768,33	114010,51
RS Y	91936,29	380578,07

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :
 $V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \cdot V_{\text{statik}}$
 $306768,33 \text{ kg} > 85\% \cdot 212535,7 \text{ kg}$
 $306768,33 \text{ kg} > 180656,3 \text{ kg}$ (OK...!)
- Untuk gempa arah Y :
 $V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \cdot V_{\text{statik}}$
 $380578,07 \text{ kg} > 85\% \cdot 212535,7 \text{ kg}$
 $380578,07 \text{ kg} > 180656,3 \text{ kg}$ (OK...!)

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur hotel pesonna gresik masih memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.

5.6.4 Kontrol batas simpangan antar lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_i = C_d \cdot \delta_{ei} / I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \cdot C_d / I$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai $C_d = 4$ dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 03-1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \cdot h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 4,5 m, simpangan ijinnya adalah

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,020 \cdot 4,5 \\ &= 0,09 \text{ m} \\ &= 90 \text{ mm}\end{aligned}$$

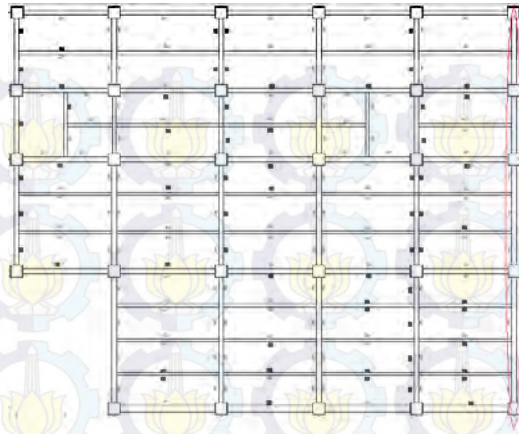
- Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,020 \cdot 4 \\ &= 0,08 \text{ m} \\ &= 80 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Untuk tinggi tingkat 3,2 m, simpangan ijinnya adalah

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,020 \cdot 3,2 \\ &= 0,064 \text{ m} \\ &= 64 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000 v15, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur portal yang terdapat pada Gambar :



Gambar 5.15 Peninjauan Simpangan Pada Struktur



Gambar 5.16 Simpangan Yang Terjadi Pada Struktur

Dari hasil analisis dengan program SAP 2000 v15, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur dapat dilihat pada Tabel dibawah :

Tabel 5.11 Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah X

Tingkat	δ_{xe} (m)	δ_x (mm)	Drift	Syarat drift	ketereangan
1	0.0038	15.2	15.2	90	OK
2	0.0103	41.2	26	80	OK
3	0.0174	69.6	28.4	80	OK
4	0.023	92	22.4	80	OK
5	0.0287	114.8	22.8	64	OK
6	0.0343	137.2	22.4	64	OK
7	0.0396	158.4	21.2	64	OK
8	0.0445	178	19.6	64	OK
9	0.0489	195.6	17.6	64	OK
10	0.0528	211.2	15.6	64	OK
11	0.0563	225.2	14	64	OK
12	0.0592	236.8	11.6	64	OK
Atap	0.0617	246.8	10	64	OK

Tabel 5.12 Kontrol kinerja batas struktur
akibat beban gempa arah Y

Tingkat	δ_{xe} (m)	δ_x (mm)	Drift	Syarat drift	ketereangan
1	0.0034	13.6	13.6	90	OK
2	0.0092	36.8	23.2	80	OK
3	0.0157	62.8	26	80	OK
4	0.0208	83.2	20.4	80	OK
5	0.0258	103.2	20	64	OK
6	0.0306	122.4	19.2	64	OK
7	0.0351	140.4	18	64	OK
8	0.0392	156.8	16.4	64	OK
9	0.0429	171.6	14.8	64	OK
10	0.0461	184.4	12.8	64	OK
11	0.049	196	11.6	64	OK
12	0.0515	206	10	64	OK
Atap	0.0537	214.8	8.8	64	OK

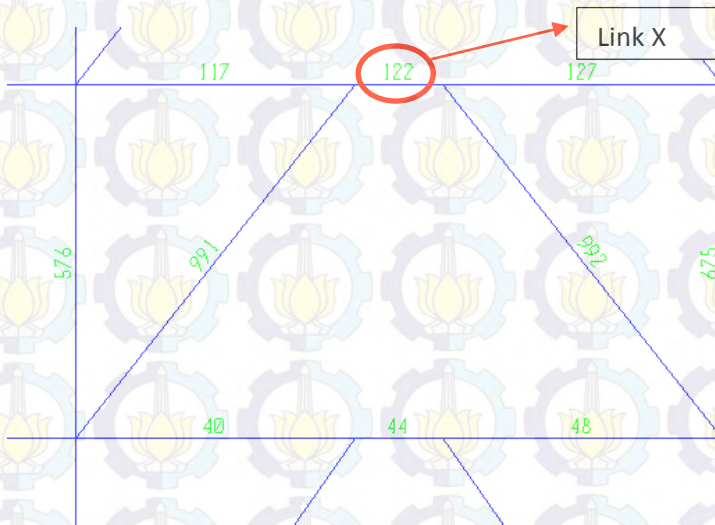
Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur apartemen Puncak Dharmahusada memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1. *Link*

6.1.1. **Link arah x**

Pada perhitungan link arah x, diambil link yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu batang nomor 122.



Gambar 6.1 Denah *Link* untuk Arah X

Untuk link arah X digunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan data profil sebagai berikut :

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$bf = 200 \text{ mm}$$

$$tw = 10 \text{ mm}$$

$$tf = 16 \text{ mm}$$

$$A = 114,2 \text{ cm}^2$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$h = 428 \text{ mm}$$

$$fy = 250 \text{ Mpa}$$

$$Ix = 47800 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 2140 \text{ cm}^4$$

$$ix = 20,5 \text{ cm}$$

$$iy = 4,33 \text{ cm}$$

$$Sx = 1910 \text{ cm}^3$$

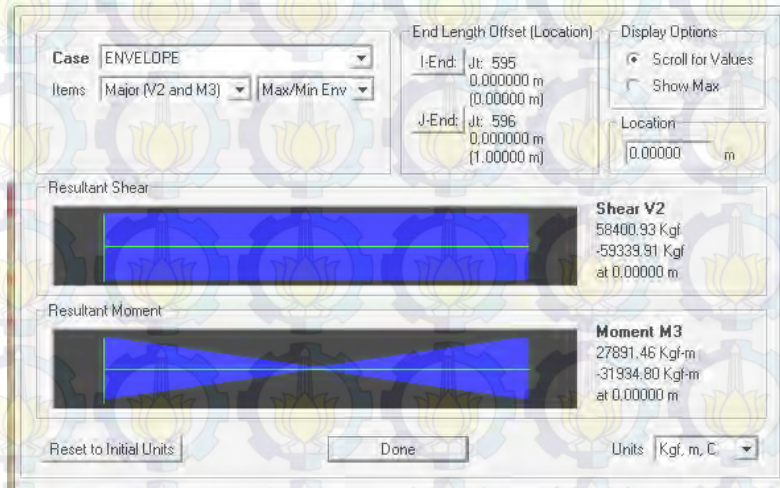
$$Sy = 214 \text{ cm}^3$$

$$Zx = 2096 \text{ cm}^3$$

$$Zy = 332 \text{ cm}^3$$

Dari hasil output SAP 2000v15 untuk link arah x didapat gaya dalam maksimum sebagai berikut :

Diagrams for Frame Object 122 (Balok induk (7.3 m))



Gambar 6.2 Hasil Output Gaya Dalam Pada Link Arah X

$$N_u = -3267,93 \text{ kg}$$

$$V_u = -59339,91 \text{ kg}$$

$$M_u = -31934,80 \text{ kg.m}$$

$$\Delta e = 3,85 \text{ mm (drift antar lantai)}$$

$$M_p = Z_x f_y = 2096 \times 2500 = 5240000 \text{ kg.cm}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2.1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg}$$

$$e = 1,6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \times \frac{5240000}{70200} = 119,4 \text{ cm} > 100 \text{ cm}$$

Termasuk link geser

- Kontrol penampang Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

Pelat badan

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{3267,93}{0,9 \times 285500} = 0,0127 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \left[1 - 1,54 \frac{N_u}{\phi N_y} \right]$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} [1 - 1,54 \times 0,0127] = 84,64$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 114,2 \times 2500 \\ &= 285500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$0,15 N_y = 0,15 \cdot 285500 = 42825 \text{ kg} > N_u = 3267,93 \text{ Kg}$
Maka berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4 kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 5240000}{100} = 104800 \text{ kg}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2 \cdot 1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg (menentukan)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$59339,91 \text{ kg} \leq 0,9 \times 70200 \text{ kg}$$

$$59339,91 \text{ kg} \leq 63180 \text{ kg} \quad (\text{OK!})$$

- Kontrol sudut rotasi link

$$\text{Sudut rotasi link untuk } e = 1,6 \times \frac{M_p}{V_p}$$

$$\text{maka } \alpha \text{ maks} = 0,08 \text{ radian}$$

$$\Delta = C d \times \Delta e = 4 \times 3,86 = 15,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \times \phi = \left(\frac{730}{100} \right) \times \left(\frac{15,4}{300} \right) = 0,037 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks} \quad (\text{OK...!})$$

- Distribusi tegangan geser pada plat badan

$$\tau_{\max} = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 59339,91}{2(50 - 2 \times 1,60) \times 1}$$

$$\tau_{\max} = 1901,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_y = 0,6 f_y$$

$$\tau_y = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} > \tau_y \text{ (terjadi leleh pada plat badan)}$$

6.1.2 Pengaku link arah x

Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tw)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar dari $0,75tw$ atau 10 mm, dengan bf dan tw adalah lebar pelat sayap dan tebal pelat badan Link.

Untuk panjang link $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, maka pengaku antara dipasang dengan spasi :

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d / 5 = 30 \cdot 1 - 50 / 5 = 20 \text{ cm}$$

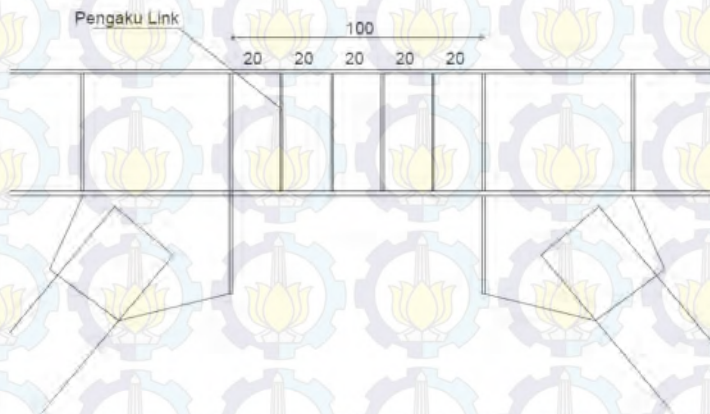
Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d / 5 = 52 \cdot 1 - 50 / 5 = 42 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,0308$ radian, digunakan interpolasi

$$S = 42 - \left(\left(\frac{0,0488 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (42 - 20) \right) = 31,44$$

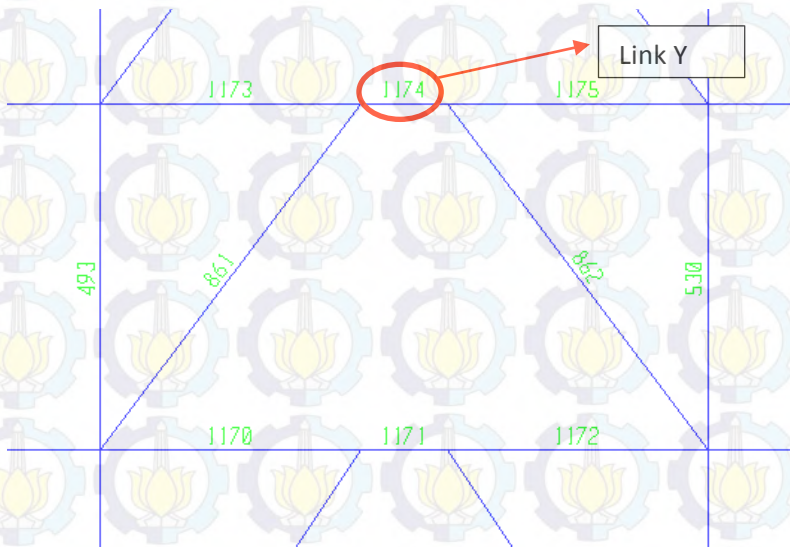
Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm.



Gambar 6.3 Jarak Pengaku Pada Link Arah X

6.1.3. Link arah y

Pada perhitungan link arah y, diambil link yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu batang nomor 1309.



Gambar 6.4 Denah *Link* untuk Arah Y

Untuk link arah Y digunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan data profil sebagai berikut :

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$bf = 200 \text{ mm}$$

$$tw = 10 \text{ mm}$$

$$tf = 16 \text{ mm}$$

$$A = 114,2 \text{ cm}^2$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$h = 428 \text{ mm}$$

$$fy = 250 \text{ Mpa}$$

$$Ix = 47800 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 2140 \text{ cm}^4$$

$$ix = 20,5 \text{ cm}$$

$$iy = 4,33 \text{ cm}$$

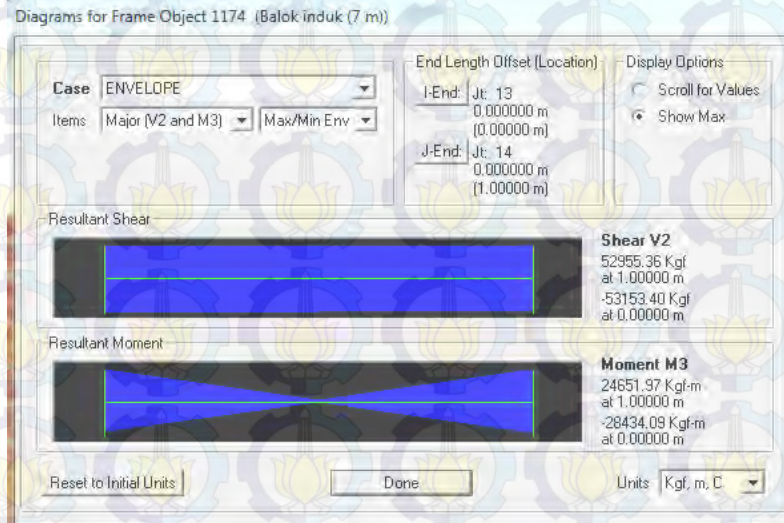
$$Sx = 1910 \text{ cm}^3$$

$$Sy = 214 \text{ cm}^3$$

$$Zx = 2096 \text{ cm}^3$$

$$Zy = 332 \text{ cm}^3$$

Dari hasil output SAP 2000v15 untuk link arah x didapat gaya dalam sebagai berikut :



Gambar 6.5 Hasil Output Gaya Dalam Pada Link Arah Y

$$N_u = -3275,30 \text{ kg}$$

$$V_u = -53153,40 \text{ kg}$$

$$M_u = -28433,09 \text{ kg.m}$$

$$\Delta e = 3,44 \text{ mm (drift antar lantai)}$$

$$M_p = Z_x f_y = 2096 \times 2500 = 5240000 \text{ kg.cm}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2 \times 1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg}$$

$$e = 1,6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \times \frac{5240000}{70200} = 119,4 \text{ cm} > 100 \text{ cm}$$

Termasuk link geser

- Kontrol penampang Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

Pelat badan

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{3275,30}{0,9 \times 285500} = 0,0127 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \left[1 - 1,54 \frac{N_u}{\phi N_y} \right]$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} [1 - 1,54 \times 0,0127] = 84,64$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 114,2 \times 2500 \\ &= 285500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 285500 = 42825 \text{ kg} > N_u = 2513,20 \text{ Kg}$$

Maka berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4 kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 5240000}{100} = 104800 \text{ kg}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2.1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg (menentukan)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$53153,40 \text{ kg} \leq 0,9 \times 70200 \text{ kg}$$

$$53153,40 \text{ kg} \leq 63180 \text{ kg} \quad (\text{OK!})$$

- Kontrol sudut rotasi link

$$\text{Sudut rotasi link untuk } e = 1,6 \times \frac{M_p}{V_p}$$

$$\text{maka } \alpha_{\text{maks}} = 0,08 \text{ radian}$$

$$\Delta = Cd \times \Delta e = 4 \times 3,44 = 10,32 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \times \phi = \left(\frac{700}{100} \right) \times \left(\frac{10,32}{400} \right) = 0,018 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{\text{maks}} \quad (\text{OK...!})$$

- Distribusi tegangan geser pada plat badan

$$\tau_{\text{max}} = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 53153,40}{2(50 - 2 \times 1,60) \times 1}$$

$$\tau_{\text{max}} = 1703,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_y = 0,6 f_y$$

$$\tau_y = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{max}} > \tau_y \text{ (terjadi leleh pada plat badan)}$$

6.1.4. Pengaku *link* arah *y*

Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tw)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar dari 0,75 tw atau 10 mm, dengan bf dan tw adalah lebar pelat sayap dan tebal pelat badan Link.

Untuk panjang link $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, maka pengaku antara dipasang dengan spasi :

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d / 5 = 30 \cdot 1 - 50 / 5 = 20 \text{ cm}$$

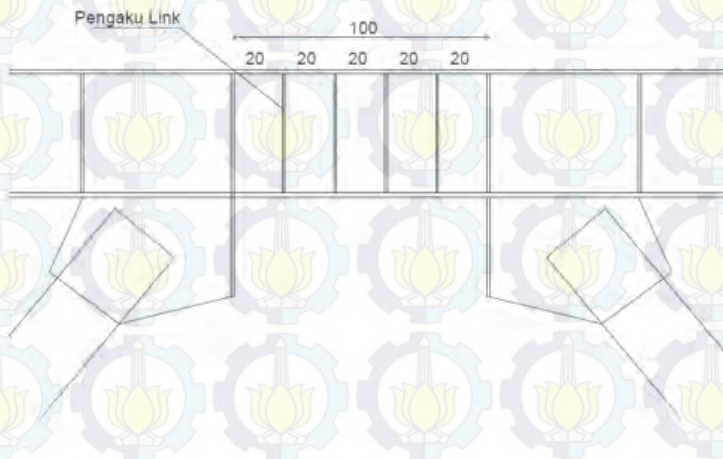
Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d / 5 = 52 \cdot 1 - 50 / 5 = 42 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,041$ radian, digunakan interpolasi

$$S = 42 - \left(\left(\frac{0,041 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (42 - 20) \right) = 34$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm.



Gambar 6.6 Jarak Pengaku Pada Link Arah Y

6.2. Balok diluar link

6.2.1. Balok diluar link arah x



Gambar 6.7 Denah Balok Diluar Link Arah X

Balok diluar link arah x digunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan data profil sebagai berikut :

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$I_x = 47800 \text{ cm}^4$$

$$bf = 200 \text{ mm}$$

$$I_y = 2140 \text{ cm}^4$$

$$tw = 10 \text{ mm}$$

$$ix = 20,5 \text{ cm}$$

$$tf = 16 \text{ mm}$$

$$iy = 4,33 \text{ cm}$$

$$A = 114,2 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 1910 \text{ cm}^3$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$S_y = 214 \text{ cm}^3$$

$$h = 428 \text{ mm}$$

$$Z_x = 2096 \text{ cm}^3$$

$$fy = 250 \text{ Mpa}$$

$$Z_y = 332 \text{ cm}^3$$

Dari output SAP 2000v15 didapatkan :

$$Mu = 2446875 \text{ kg.cm}$$

$$Nu = -53155,39 \text{ kg}$$

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.2 Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar *link* diambil berdasarkan profil link terpasang untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut

- Kuat perlu
Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya geser yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar $R_y V_n$

$$V_u = 1.1 R_y V_n$$

V_n = diambil nilai terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 5240000}{100} = 104800 \text{ kg}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2.1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg}$$

$$V_n = 70200 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.1 \times 1,5 \times 70200 = 115830 \text{ kg}$$

- Kuat rencana
Kuat rencana geser balok diluar link ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikanya dengan faktor R_y

Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

Pelat badan

$$\frac{Nu}{\phi N_y} = \frac{53155,39}{0,9 \times 285500} = 0,206 > 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{\sqrt{t_w}} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{Nu}{\phi N_y} \right] > \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{250}} [2,33 - 0,206] > \frac{665}{\sqrt{250}}$$

$$\lambda_p = 67,16 > 42$$

$$\lambda_p = 67,16$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

- Kapasitas momen penampang
 Penampang kompak $\rightarrow M_n = M_p$
 $M_n = Z_x \times f_y = 2096 \times 2500 = 5240000 \text{ Kg.cm}$
 $\phi M_n = 0,9 \times 5240000 = 4716000 \text{ Kg.cm}$
- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$a = \frac{730 - 100}{2} = 315$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{315}{50}\right)^2} = 5,12$$

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n \times E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,12 \times 2000000}{2500}} = 70,4$$

$$42,8 \leq 70,4 \text{ (Plastis)}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times R_y \times 0,6 \times f_y \times d \times t_w$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 1,5 \times 0,6 \times 2500 \times 50 \times 1$$

$$\phi V_n = 101250 \text{ kg}$$

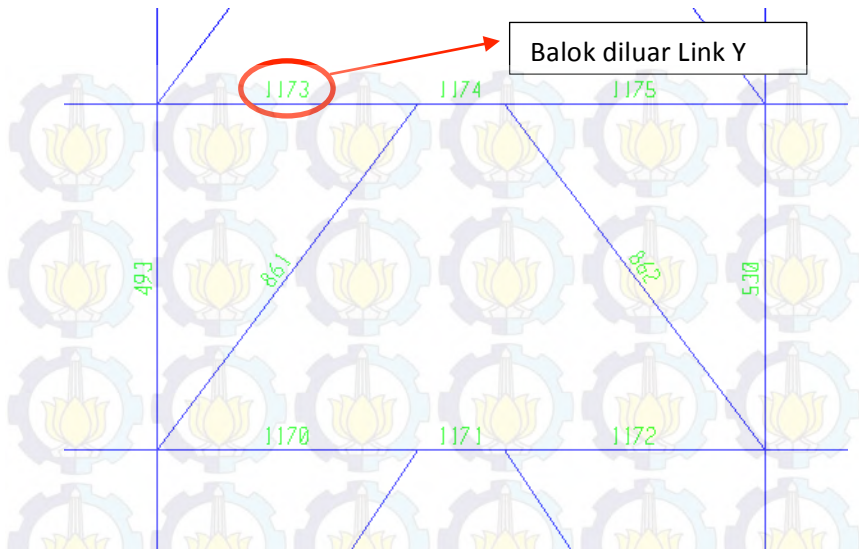
- Kontrol interaksi geser lentur

$$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{2446875}{4716000} + 0,625 \frac{115830}{101250} \leq 1,375$$

$$0,518 \leq 1,375 \text{ (OK...!)}$$

6.2.2. Balok diluar *link* arah y



Gambar 6.8 Denah Balok diluar *Link* untuk Arah Y

Balok diluar link arah x digunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan data profil sebagai berikut :

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$I_x = 47800 \text{ cm}^4$$

$$bf = 200 \text{ mm}$$

$$I_y = 2140 \text{ cm}^4$$

$$tw = 10 \text{ mm}$$

$$i_x = 20,5 \text{ cm}$$

$$tf = 16 \text{ mm}$$

$$i_y = 4,33 \text{ cm}$$

$$A = 114,2 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 1910 \text{ cm}^3$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$S_y = 214 \text{ cm}^3$$

$$h = 428 \text{ mm}$$

$$Z_x = 2096 \text{ cm}^3$$

$$fy = 250 \text{ Mpa}$$

$$Z_y = 332 \text{ cm}^3$$

Dari output SAP 2000v15 didapatkan :

$$Mu = -2175194 \text{ kg.cm}$$

$$Nu = -45589,44 \text{ kg}$$

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.2 Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar *link* diambil berdasarkan

profil link terpasang untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut

- Kuat perlu

Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar $R_y V_n$

$$V_u = 1.1 R_y V_n$$

V_n = diambil nilai terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 5240000}{100} = 104800 \text{ kg}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2.1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg}$$

$$V_n = 70200 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.1 \times 1,5 \times 70200 = 115830 \text{ kg}$$

- Kuat rencana

Kuat rencana geser balok diluar link ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikanya dengan faktor R_y

Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

Pelat badan

$Nu = -36031,07\text{kg}$ (dari hasil output SAP 2000)

$$\frac{Nu}{\phi N_y} = \frac{45589,44}{0,9 \times 285500} = 0,177 > 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{\sqrt{tw}} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{Nu}{\phi N_y} \right] > \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{250}} [2,33 - 0,177] > \frac{665}{\sqrt{250}}$$

$$\lambda_p = 68 > 42$$

$$\lambda_p = 68$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

- Kapasitas momen penampang

Penampang kompak $\rightarrow M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 2096 \times 2500 = 5240000 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 5240000 = 4716000 \text{ Kg.cm}$$

- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$a = \frac{700 - 100}{2} = 300$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{300}{50}\right)^2} = 5,13$$

$$1,1\sqrt{\frac{kn \times E}{f_y}} = 1,1\sqrt{\frac{5,13 \times 2000000}{2500}} = 70,46$$

$$\lambda \leq 1,1\sqrt{\frac{kn \times E}{f_y}}$$

$$42,8 \leq 70,46 \text{ (Plastis)}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times R_y \times 0,6 \times f_y \times d \times t_w$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 1,5 \times 0,6 \times 2500 \times 50 \times 1$$

$$\phi V_n = 101250 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi geser lentur

$$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{2175194}{4716000} + 0,625 \frac{115830}{101250} \leq 1,375$$

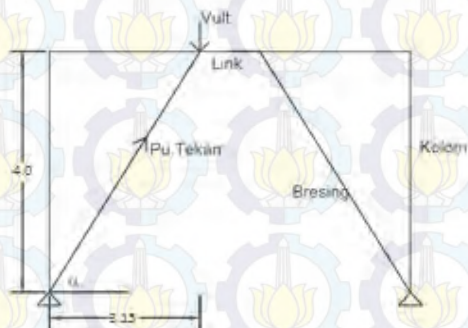
$$0,461 \leq 1,375 \text{ (OK...!)}$$

6.3.

Bresing

6.3.1.

Bresing arah x



Gambar 6.9 Denah Bresing untuk Arah X

Bresing arah x digunakan profil WF 300 x 300 x 10 x 15 dengan data profil sebagai berikut :

$d = 300 \text{ mm}$	$I_x = 20400 \text{ cm}^4$
$bf = 300 \text{ mm}$	$I_y = 6750 \text{ cm}^4$
$tw = 10 \text{ mm}$	$i_x = 13,1 \text{ m}$
$tf = 15 \text{ mm}$	$i_y = 7,51 \text{ cm}$
$Ag = 119,8 \text{ cm}^2$	$S_x = 1360 \text{ cm}^3$
$r = 18 \text{ mm}$	$S_y = 450 \text{ cm}^3$
$h = 234 \text{ mm}$	$Z_x = 1465 \text{ cm}^3$
$f_y = 250 \text{ Mpa}$	$Z_y = 682 \text{ cm}^3$

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.1 Kuat kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang di timbulkan oleh link yaitu sebesar $1,25 \times R_y \times V_n$ yang bertujuan untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut

$$V_u = 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_u = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2 \cdot 1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg}$$

$$P_{utekan} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{70200}{\sin 53,13^\circ} = 87750,11 \text{ kg}$$

$$P_{utarik} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{70200}{\sin 53,13^\circ} = 87750,11 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang
Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 15} = 10$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{234}{10} = 23,4$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{400^2 + 315^2} = 509,14 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{509,14 \cdot 1}{10,3} = 49,43$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{509,14 \cdot 1}{5,98} = 85,14$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 85,14$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{85,14}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,958$$

$0,25 < \lambda < 1,2$ maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,958} = 1,492$$

Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 119,8 = 352500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 352500 \text{ kg} = 317250 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 317250 \text{ kg} > 87750,11 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Ag / F_{cr}$$

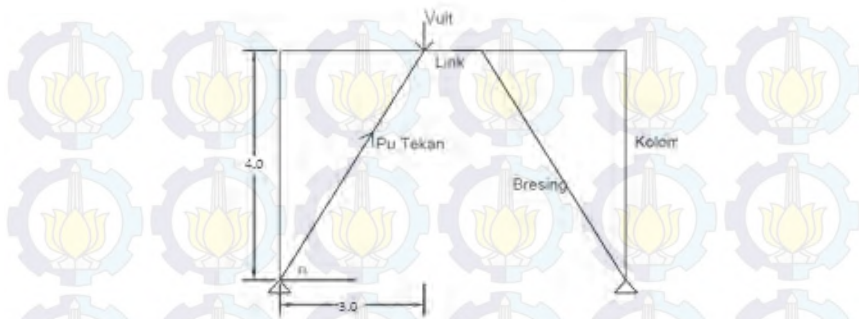
$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 119,8 / 1,516$$

$$= 255771,76 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 255771,76 \text{ kg} = 217406 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 217406 \text{ kg} > 87750,11 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

6.3.2. Bresing arah y



Gambar 6.10 Denah Bresing untuk Arah Y

Bresing arah x digunakan profil WF 300 x 300 x 10 x 15 dengan data profil sebagai berikut :

$$d = 300 \text{ mm}$$

$$I_x = 20400 \text{ cm}^4$$

$$bf = 300 \text{ mm}$$

$$I_y = 6750 \text{ cm}^4$$

$$tw = 10 \text{ mm}$$

$$ix = 13,1 \text{ cm}$$

$$tf = 15 \text{ mm}$$

$$iy = 7,51 \text{ cm}$$

$$Ag = 94 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 1360 \text{ cm}^3$$

$$r = 18 \text{ mm}$$

$$S_y = 450 \text{ cm}^3$$

$$h = 234 \text{ mm}$$

$$Z_x = 1465 \text{ cm}^3$$

$$fy = 250 \text{ Mpa}$$

$$Z_y = 682 \text{ cm}^3$$

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.1 Kuat kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang di timbulkan oleh link yaitu sebesar $1,25 \times R_y \times V_n$ yang bertujuan untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut

$$Vu = 0,6 \times fy \times (d - 2tf) \times tw$$

$$Vu = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2 \times 1,6) \times 1 = 70200 \text{ kg}$$

$$P_{utekan} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{70200}{\sin 53,13^\circ} = 87750,11 \text{ kg}$$

$$P_{utarik} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{70200}{\sin 53,13^\circ} = 87750,11 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 15} = 10$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{10} = 23,4$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = 42,06$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{400^2 + 300^2} = 500 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{500 \cdot 1}{10,3} = 48,54$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{500 \cdot 1}{5,98} = 83,61$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 83,61$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{83,61}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,941$$

$$0,25 < \lambda < 1,2 \text{ maka:}$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,941} = 1,474$$

Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 94 = 352500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 352500 \text{ kg} = 317250 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 317250 \text{ kg} > 87750,11 \text{ kg (OK)}$$

Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_g / F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 94 / 1,516$$

$$= 255771,76 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 255771,76 \text{ kg} = 217406 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 217406 \text{ kg} > 87750,11 \text{ kg (OK)}$$

6.4. Balok Induk

6.4.1. Balok induk memanjang

Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan data sebagai berikut :

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$bf = 200 \text{ mm}$$

$$tw = 10 \text{ mm}$$

$$tf = 16 \text{ mm}$$

$$A = 114,2 \text{ cm}^2$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$h = 428 \text{ mm}$$

$$fy = 410 \text{ Mpa}$$

$$I_x = 47800 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2140 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 20,5 \text{ cm}$$

$$i_y = 4,33 \text{ cm}$$

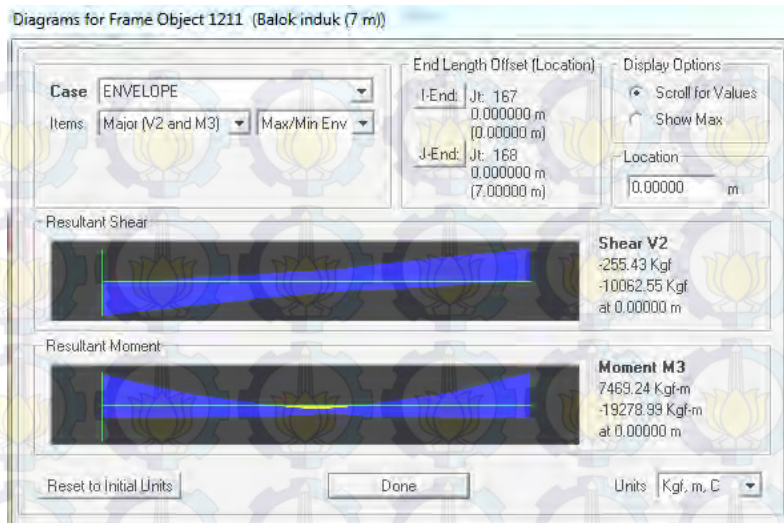
$$S_x = 1910 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 214 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 2096 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 332 \text{ cm}^3$$

Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :



Gambar 6.11 Gaya Dalam Pada Balok Induk Memanjang

$$M_u = 19661,33 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 10062,55 \text{ kg}$$

- a. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
 - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 810,75$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 2096 \times 2500 = 5240000 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 5240000 = 4716000 \text{ Kg.cm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi M_n = 0,9 \times 5240000 = 4716000 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi M_n \geq M_u = 4716000 \text{ kg.cm} \geq 1966133 \text{ kg.cm}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
Panjang tak terkekang sama dengan 700 cm.

$$L_p = 215,56 \text{ cm}$$

$$L_r = 643,75 \text{ cm}$$

$$L_p < L_r < L_b \rightarrow \text{(bentang panjang !)}$$

- Karena bentang panjang, maka $M_n = M_{cr}$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y I_w} \leq M_p$$

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 30\% \times f_y = 750 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y - f_r = f_L = 2500 - 750 = 1750 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 80000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 \rightarrow b \text{ badan} = d - 2 t_f = 500 - 2 \times 16 = 468$$

mm

$$= \frac{1}{3}(46,8) 1^3 + 2 \times \frac{1}{3}(20) 1^3 = 28,9 \text{ cm}^4$$

$$I_w = I_y \frac{h_1^2}{4} \rightarrow h_1 = d - t_f = 500 - 16 = 484 \text{ mm}$$

$$= 2140 \times \frac{48,4^2}{4} = 1253269,6 \text{ cm}^6$$

$$M_A = 5230,39 \text{ kgm}$$

$$M_C = 5310,76 \text{ kgm}$$

$$M_B = 2087,78 \text{ kgm}$$

$$M_{Max} = 19661,33 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 19661,33}{2,5(19661,33) + 3(5310,76) + 4(2087,78) + 3(5310,76)} = 2,7$$

$$M_{cr} = 2,3 \frac{\pi}{700} \sqrt{2 \times 10^6 \times 2140 \times 8 \times 10^5 \times 28,9 + \left(\frac{\pi \times 2 \times 10^6}{700} \right)^2 2140 \times 1253269,6}$$

$$M_{cr} = 5793761,75 \text{ kgcm} = 57937,61 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 57937,61$$

$$= 52143,85 \text{ kg.m} > 19661,33 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow$ Plastis !

$$\phi V_n = 0,9 \times 0,6 \times f_y \times d \times t_w$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 50 \times 1$$

$$\phi V_n = 67500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u = 67500 \text{ kg} \geq 10062,55 \text{ kg}$$

c. Kontrol lendutan

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 akibat kombinasi 1D+1LL didapatkan lendutan balok sebesar

$$f^0 = 0,0886 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0886 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

6.4.2. Balok induk melintang

Balok induk melintang direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan data sebagai berikut :

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$b_f = 200 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$A = 114,2 \text{ cm}^2$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$h = 428 \text{ mm}$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$I_x = 47800 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2140 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 20,5 \text{ cm}$$

$$i_y = 4,33 \text{ cm}$$

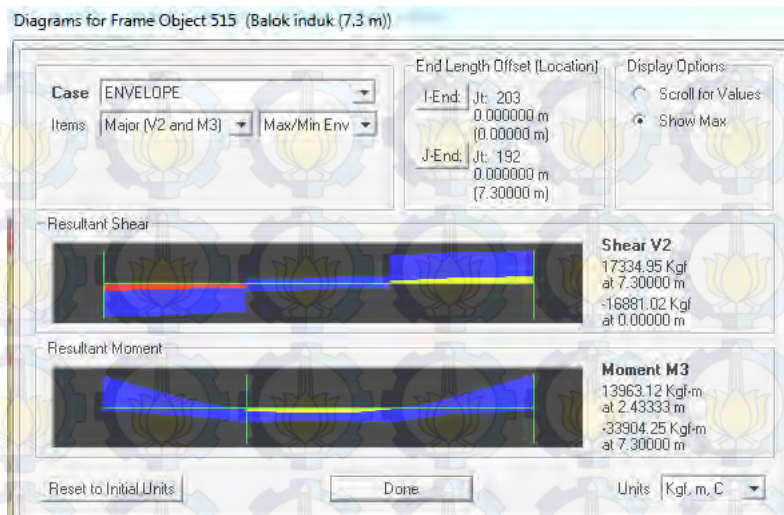
$$S_x = 1910 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 214 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 2096 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 332 \text{ cm}^3$$

Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :



Gambar 6.12 Gaya Dalam Pada Balok Induk Melintang

$$Mu = 33904,25 \text{ kg.m}$$

$$Vu = 16881,02 \text{ kg}$$

a. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 2096 \times 2500 = 5240000 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 5240000 = 4716000 \text{ Kg.cm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi M_n = 0,9 \times 5240000 = 4716000 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi M_n \geq Mu = 4716000 \text{ kg.cm} \geq 3390425 \text{ kg.cm}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
Panjang tak terkekang sama dengan 243,333 cm.
 $L_p = 215,56 \text{ cm}$
 $L_r = 643,75 \text{ cm}$
 $L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{(bentang menengah !)}$

- Karena bentang menengah, maka

$$M_n = C_b \left[M_R + (M_p - M_R) \left(\frac{L_R - L_B}{L_R - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$

$$M_A = 19295,87 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4783 \text{ kgm}$$

$$M_B = 11320,80 \text{ kgm}$$

$$M_{\max} = 27306,74 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 5388,39}{2,5(5388,39) + 3(4041,3) + 4(5388,39) + 3(4041,3)} = 1,136$$

$$M_R = S_x (f_y - f_r) = 13878 \text{ kgm}$$

$$M_n = 1,136 \left[13878 + (20575 - 13878) \left(\frac{742 - 512,5}{742 - 234} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 94813,19 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 94813,19 \text{ kg.m}$$

$$= 85331,87 \text{ kg.m} > 33904,25 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{Plastis !}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 0,6 \times f_y \times d \times t_w$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 50 \times 1$$

$$\phi V_n = 67500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u = 67500 \text{ kg} \geq 16881,02 \text{ kg}$$

d. Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{243,33}{360} = 0,675 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 akibat kombinasi 1D+1LL didapatkan lendutan balok sebesar

$$f^0 = 0,18 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,18 \text{ cm} < 0,675 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

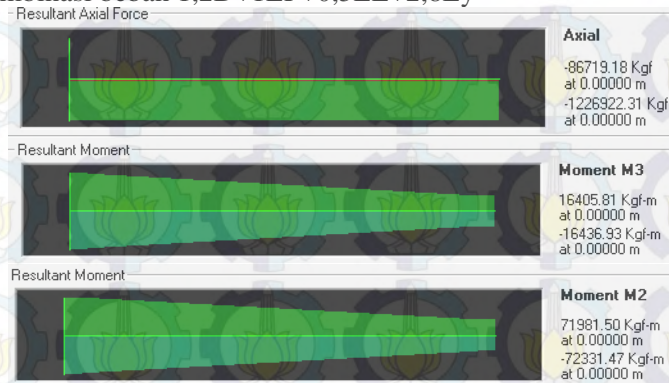
6.5. Kolom

6.5.1 Kolom Lantai 1

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (*Concrete Filled Tube*) dengan memakai profil *square hollow section* dari brosur PT.Gunung Raja Paksi

H = 700 mm	W = 458,58 kg/m
B = 700 mm	A = 575,9 cm ²
t = 22 mm	I _x = 432500 cm ⁴
R = 75 mm	I _y = 432500 cm ⁴
i _x = 27,4 cm	Z _x = 12360 cm ³
i _y = 27,4 cm	Z _y = 12360 cm ³

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam maksimum yang terjadi pada kolom lantai 1 (pada label 9) akibat kombinasi beban 1,2D+1LP+0,5LL+2,8Ey



Gambar 6.13 Hasil Output Gaya Dalam Pada Kolom

$$P_u = 619239,82 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 43626,72 \text{ kgm}$$

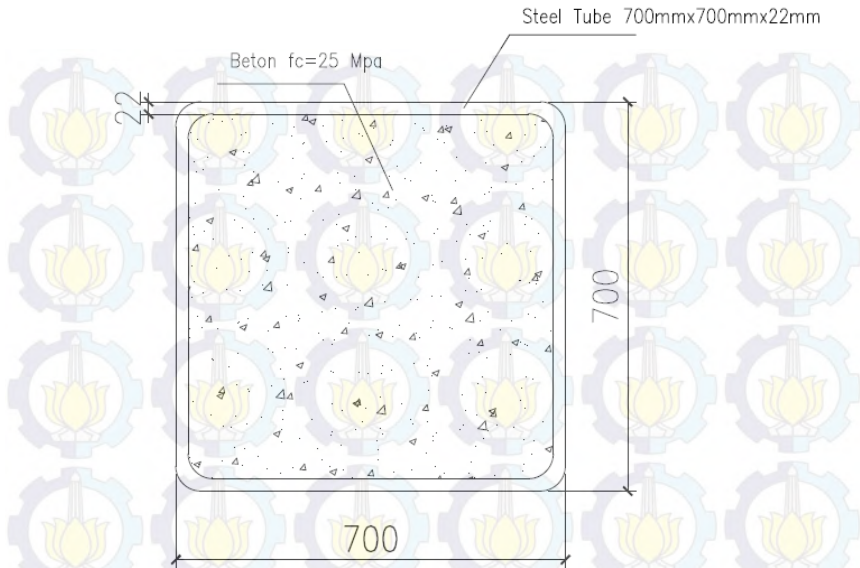
$$M_{uy} = 42577,66 \text{ kgm}$$

Bahan :

$$\text{BJ 41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Beton : } f_c' = 25 \text{ Mpa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6.14 Rencana Kolom Komposit CFT 700x700x22

$$A_s = 575,9 \text{ cm}^2$$

$$A_c = (70 \times 70) - 575,9 = 4324,1 \text{ cm}^2$$

Cek luas penampang minimum profil baja :

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \cdot 100\% = \frac{575,9}{4900} \cdot 100\% = 11,75\% > 4\% \text{Ok!!}$$

Cek tebal dinding minimum profil baja :

$$b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} = 700 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \cdot 10^5}} = 14,2\text{mm} < 22\text{mm} \text{Ok!!}$$

Cek mutu beton yang digunakan : ($f_c' = 25 \text{ MPa}$)

$$21 \text{ MPa} \leq f_c' \leq 55 \text{ MPa}$$

.....Ok!!

Cek mutu profil baja : ($f_y = 250 \text{ MPa}$)

$$f_y < 380 \text{ Mpa}$$

.....Ok!!

Modifikasi tegangan leleh untuk kolom komposit

Luas bersih penampang beton :

$$\begin{aligned} A_{cn} &= A_c - A_s \\ &= 4324,1 - 575,9 \\ &= 374820 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk pipa baja diisi beton :

$$c_1 = 1,0$$

$$c_2 = 0,85$$

$$c_3 = 0,4$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \frac{A_{ur}}{A_s} + c_2 \cdot f_c' \frac{A_{cn}}{A_s}$$

$$\begin{aligned} f_{my} &= 250 + 1,0 \cdot 250 \cdot \frac{0}{57590} + 0,85 \cdot 25 \cdot \frac{374820}{57590} \\ &= 388,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_c &= 0,041 \cdot W_c^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041 \cdot (2400)^{1,5} \sqrt{50} \\ &= 30488,1 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

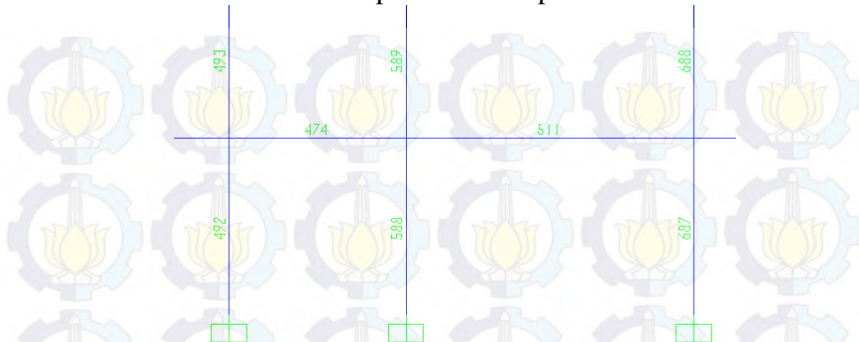
$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} E_m &= E + c_3 \times E_c \times (A_{cn}/A_s) \\ &= (2 \cdot 10^5) + 0,4 \cdot (30488,1) \cdot (374820 / 57590) \\ &= 279371 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Jari – jari girasi modifikasi (rm) :

$$r_m = 0,3 \times b = 0,3 \times 700 = 210 \text{ mm}$$

Kontrol kekakuan portal terhadap sumbu x:



Gambar 6.15 Potongan Terhadap Sumbu X

$$G = \frac{\sum \left[\frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[\frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_a = \frac{\left(\frac{432500}{450} + \frac{432500}{400} \right)}{\left(\frac{47800}{730} + \frac{18500}{450} \right)} = 29,34$$

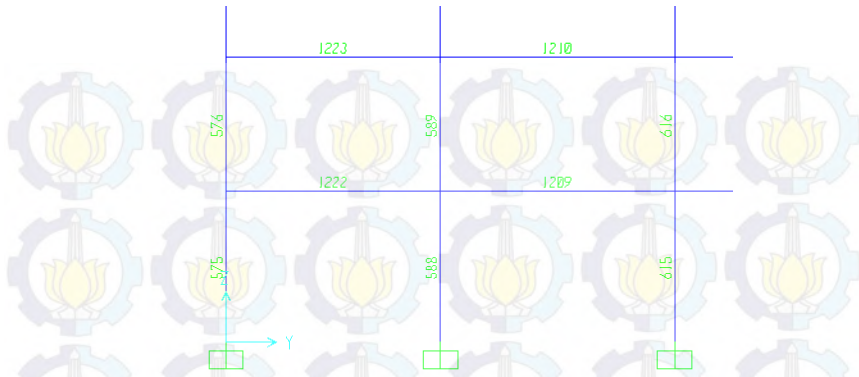
$G_B = 1$ (ujung kolom dianggap jepit)

Diperoleh : $kcx = 0,72$ (tak bergoyang)

$$\lambda_c = \frac{kcx \times L}{rm \times \pi} \sqrt{\frac{fmy}{Em}} = \frac{0,72 \times 450}{21 \times \pi} \sqrt{\frac{388,3}{279371}}$$

$\lambda_c = 0,18$ (Kolom Pendek)

Kontrol kekakuan portal terhadap sumbu y :



Gambar 6.16 Potongan Terhadap Sumbu Y

$$G = \frac{\sum \left[\frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[\frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$Ga = \frac{\left(\frac{432500}{450} + \frac{432500}{400} \right)}{\left(\frac{47800}{700} + \frac{47800}{640} \right)} = 14,15$$

Diperoleh : $k_c = 0,72$ (tak bergoyang)

$$\lambda_c = \frac{k_c x L}{r_m \times \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} = \frac{0,72 \times 300}{21 \times \pi} \sqrt{\frac{388,3}{279371}}$$

$$\lambda_c = 0,12$$

$\lambda_c < 0,25 \rightarrow$ kolom pendek, $\omega = 1$

$$f_{CR} = \frac{f_{my}}{\omega} = \frac{3883}{1} = 388,3 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat nominal kolom komposit:

$$P_n = A_s \cdot f_{cr} = 2236219,7 \text{ kg}$$

Kuat rencana kolom komposit :

$$\phi_c \times P_n = 0,85 \times 223621,97 = 1900786,7 \text{ kg}$$

Syarat:

$$P_u < \phi_c \times P_n$$

$$619239,82 \text{ kg} < 1900786,7 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Kuat nominal momen kolom menurut Smith (1996) :

$$M_{nc} = f_y Z + \frac{1}{3} (h_2 - 2C_r) A_r \cdot f_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w \cdot f_y}{1,7 f_c' h_1} \right) A_w \cdot f_y$$

Dimana :

$$C_r = 0 \text{ cm}$$

$$A_r = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_w = (700 - 2 \cdot 22) \cdot 20 \cdot 2 = 38864 \text{ mm}^2 = 388,64 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = h_2 = 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm}$$

$$Z_x = 12360 \text{ cm}^2$$

$$Z_y = 12360 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Momen nominal kolom :

$$M_{nx} = M_{ny} = f_y Z_x + \frac{1}{3} (h_2 - 2C_r) A_r \cdot f_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w \cdot f_y}{1,7 f_c' h_1} \right) A_w \cdot f_y$$

$$M_{nx} = M_{ny} = 2500 \times 12360 + \frac{1}{3} (700 - 2 \times 0) \times 0 \times 0 + \left(\frac{700}{2} - \frac{388,64 \times 2500}{1,7 \times 250 \times 700} \right) \times 388,64 \times 2500$$

$$M_{nx} = M_{ny} = 339228687 \text{ kg.cm} = 3392286,87 \text{ kg.m}$$

Kontrol interaksi :

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{619239,82}{1900786,7} = 0,32 > 0,2 \quad (\text{Rumus 1})$$

Maka:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00$$

$$0,32 + \frac{8}{9} \left(\frac{43626,72}{0,9 \cdot 3392286} + \frac{42577,66}{0,9 \cdot 3392286} \right) \leq 1,00$$

$$0,34 < 1,00 \quad (\text{OK...!})$$

Kolom cukup kuat untuk menahan beban aksial dan momen lentur



BAB VII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan ini direncanakan sebagai *simple connection* karena balok anak diasumsikan terletak pada tumpuan sederhana. Sambungan menggunakan baut dan pelat siku sebagai penyambungannya, dengan data-data sebagai berikut :

Balok anak : WF 300 x 200 x 8 x 12

Balok induk : WF 500 x 200 x 10 x 16

$V_u = 4225,14 \text{ kg}$

Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

$\varnothing 12 \text{ mm}$; $A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 = 1,13 \text{ cm}^2$

BJ 50 ; $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$

Pelat penyambung : (double siku)

L50x50x5

BJ 50 ; $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$

- Sambungan pada badan balok anak

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\varnothing V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5000 \times 1,13 \times 2 \\ &= 3390 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 0,8 \times 5000 \\ &= 8640 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \varnothing V_n = 4225,14 / 3390 = 1,2 \approx 2 \text{ buah}$$

$$n\varnothing V_n \geq V_u$$

$$2 \times 3390 \geq 4225,14$$

$$6780 \text{ kg} > 4225,14 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

= 18 mm s/d 120 mm

Pakai S1 = 25 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 15 mm s/d 60 mm

Pakai S2 = 25 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 36 mm s/d 75 mm

Pakai S = 50 mm

- Sambungan pada badan balok induk

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5000 \times 1,13 \times 1 \\ &= 1695 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 0,5 \times 5000 \\ &= 5400 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \phi V_n = 4225,14 / 1695 = 2,49 \approx 4 \text{ buah}$$

dipasang 2 buah pada masing – masing pelat siku penyambung.

$$n\phi V_n \geq V_u$$

$$4 \times 1695 \geq 5288$$

$$6780 \text{ kg} \geq 5288 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

= 18 mm s/d 120 mm

Pakai S1 = 25 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 15 mm s/d 60 mm

Pakai S2 = 25 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 36 mm s/d 75 mm

Pakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan pelat siku

Diameter perlemahan (dengan bor) :

$$d1 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times S1 + S = 2 \times 25 + 50 = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Kuat geser

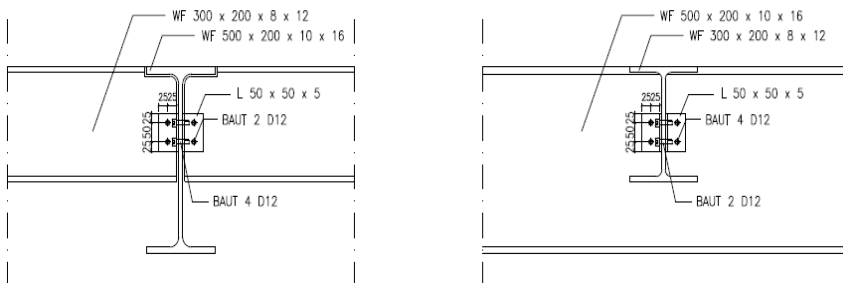
$$\begin{aligned} An_v &= L_{nv} \times t_L \\ &= (L - n \times d1) \times t_L \\ &= (10 - 2 \times 1,35) \times 0,5 \\ &= 3,65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat rencana (karena ada 2 siku)

$$\begin{aligned} 2\phi V_n &= 2 \times \phi \times (0,6 \times f_u \times An_v) \\ &= 2 \times 0,75 \times (0,6 \times 5000 \times 3,65) \\ &= 16425 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$2\phi V_n \geq V_u$$

$$16425 > 4225,14 \text{ (OK)}$$



Gambar 7.1 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

7.2 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan simple connection. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 807,299kg. Sambungan ini direncanakan dengan data sebagai berikut

Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

$$\varnothing 8 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Pelat penyambung : (double siku)

$$\text{L40x40x4}$$

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

- Sambungan pada badan balok utama tangga

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5000 \times 0,503 \times 2 \\ &= 1509 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \varnothing R_n &= \varnothing \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 0,8 \times 0,4 \times 5000 \\ &= 2880 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \varnothing V_n = 807,299 / 1509 = 0,53 \approx 2 \text{ buah}$$

$$n \varnothing V_n \geq V_u$$

$$2 \times 1509 \geq 807,299$$

$$3018 \text{ kg} > 807,299 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
 = 12 mm s/d 116 mm

Pakai S1 = 25 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
 = 10 mm s/d 48 mm

Pakai S2 = 18 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 24 mm s/d 60 mm

Pakai S = 25 mm

- Sambungan pada badan balok penumpu tangga
 Kuat geser :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5000 \times 0,503 \times 1 \\ &= 754,5 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 0,8 \times 0,4 \times 5000 \\ &= 2880 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \phi V_n = 807,299 / 754,5 = 1,06 \approx 2 \text{ buah}$$

butuh 1 buah pada masing – masing pelat siku penyambung. Akan tetapi dipasang 2 buah

$$n \phi V_n \geq V_u$$

$$4 \times 754,5 \geq 807,299$$

$$3016 \text{ kg} \geq 807,299 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
 = 12 mm s/d 116 mm

Pakai S1 = 25 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
 = 10 mm s/d 48 mm

Pakai S2 = 20 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

$$= 24 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai } S = 25 \text{ mm}$$

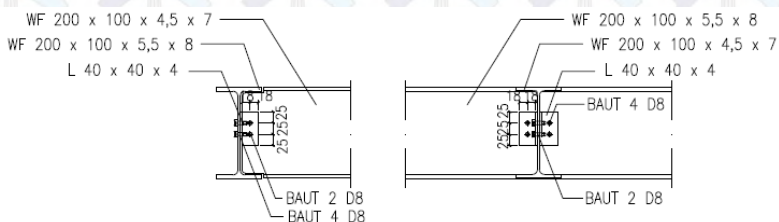
- Kontrol kekuatan pelat siku
Diameter perlemahan (dengan bor) :
 $d1 = 8 + 1,5 = 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}$
 $L = 2 \times S1 + S = 2 \times 25 + 25 = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$

Kuat geser

$$\begin{aligned} \text{Anv} &= \text{Lnv} \times t_L \\ &= (L - n \times d1) \times t_L \\ &= (7,5 - 2 \times 0,95) \times 0,5 \\ &= 2,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat rencana (karena ada 2 siku)

$$\begin{aligned} 2\phi V_n &= 2 \times \phi \times (0,6 \times f_u \times \text{Anv}) \\ &= 2 \times 0,75 \times (0,6 \times 5000 \times 2,8) \\ &= 6975 \text{ kg} \\ 2\phi V_n &\geq V_u \\ 12600 \text{ kg} &> 807,299 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$



Gambar 7.2 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 2499,3 kg. Sambungan ini direncanakan dengan *single plate connection (shear tab)*

Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

$$\varnothing 12 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Pelat penyambung : (single plate connection)
60x6

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

- Sambungan pada badan balok penumpu tangga

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5000 \times 1,13 \times 1 \\ &= 1695 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \varnothing R_n &= \varnothing \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 0,6 \times 5000 \\ &= 6480 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \varnothing V_n = 2499,3 / 1695 = 1,47 \approx 2 \text{ buah}$$

$$n \varnothing V_n \geq V_u$$

$$2 \times 1695 \geq 2499,3$$

$$3390 \text{ kg} > 2499,3 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : } (S1) &= 1,5 d_b \text{ s/d } (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 124 \text{ mm} \end{aligned}$$

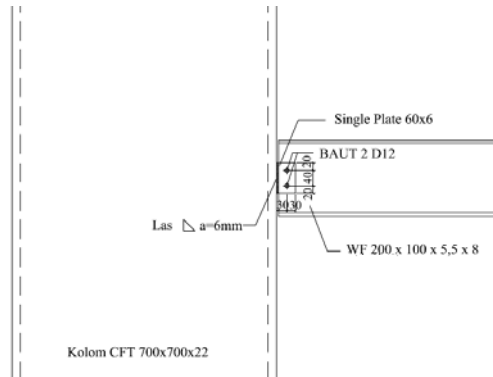
$$\text{Pakai } S1 = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} (S2) &= 1,25 d_b \text{ s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 15 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S2 = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : } (S) &= 3 d_b \text{ s/d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S = 40 \text{ mm}$$



Gambar 7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan pada badan balok induk menggunakan las
Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A = 1 \times 8 = 8 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{d^2}{3} = 10,67 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 2307,8 \text{ kg}$$

$$M_u = 3 \times 2307,8 = 6923,4 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_{fn} = \phi \times 0,6 \times E 70 = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 1$$

$$\phi_{fn} = 2214 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_{vp} = \frac{2307,8 \text{ kg}}{8 \text{ cm}^2} = 288,475 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat M_u :

$$f_{hm} = \frac{6923,4 \text{ kgcm}}{10,67 \text{ cm}^3} = 648,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_{hm}^2 + f_{vp}^2} =$$

$$f_{total} = \sqrt{648,8^2 + 288,475^2} = 710 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{710}{2214,45} = 0,32$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,32}{0,707} = 0,45 \text{ cm}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 22 \text{ mm}$, $a_{min} = 6 \text{ mm}$

$$a_{eff \max} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E70.xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{70.70,3} \cdot 0,6 = 0,7 \text{ cm}$$

Dipakai $a_{min} = 6 \text{ mm}$

- Kontrol kekuatan pelat siku

Diameter perlemahan (dengan bor) :

$$d1 = 10 + 1,5 = 11,5 \text{ mm} = 1,15 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times S1 + S = 2 \times 20 + 40 = 90 \text{ mm} = 9 \text{ cm}$$

Kuat geser

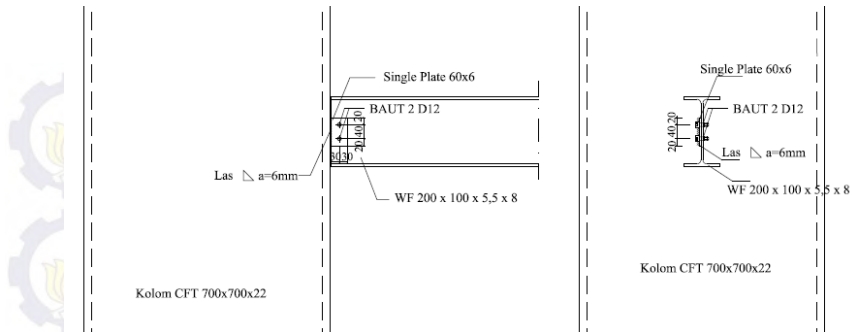
$$\begin{aligned} Anv &= Lnv \times t_L \\ &= (L - n \times d1) \times t_L \\ &= (9 - 2 \times 1,15) \times 0,6 \\ &= 4,02 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} Vn &= \phi \times (0,6 \times fu \times Anv) \\ &= 0,75 \times (0,6 \times 5000 \times 4,02) \\ &= 9045 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$9045 \text{ kg} > 2307,8 \text{ kg (OK)}$$

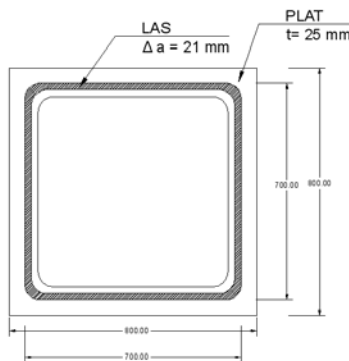


Gambar 7.4 Tampak Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

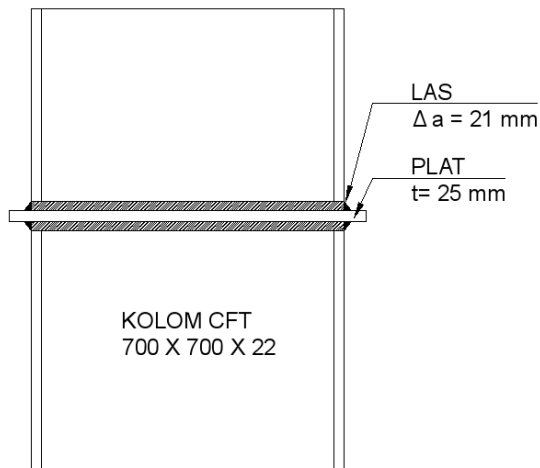
7.4 Sambungan Antar Kolom

Kolom akan disambung menggunakan sambungan las sudut, dan plat tambahan dengan tebal 50 mm. dari hasil analisa SAP 2000 diperoleh gaya maksimum pada lantai 3 (label 1355) sebagai berikut

$$\begin{aligned} P_u &= -619239,82 \text{ kg} \\ V_u &= -10363,43 \text{ kg} \\ M_u &= -4257766,09 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$



Gambar 7.5 Sambungan Antar Kolom



Gambar 7.6 Tampak Sambungan Antar Kolom

Missal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70,0) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,33 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3} \right) = 6533,33 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3} \right) = 6533,33 \text{ cm}^3$$

$$fu_{las} = \phi \times 0,6 \times F_{E90xx} \times te$$

$$fu_{las} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1$$

$$fu_{las} = 2847,15 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat Pu

$$f_v = \frac{Pu}{A} + \frac{Mu}{S_x} = \frac{619239,82}{280} + \frac{4257766}{6533,33}$$

$$f_v = 2863,27 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Vu

$$f_h = \frac{Vu}{A} + \frac{Mu}{S_x} = \frac{10363,43}{280} + \frac{4257766}{6533,33}$$

$$f_h = 688,711 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(2863,27)^2 + (688,711)^2}$$

$$f_{total} = 2944,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{2944,93}{2847,15} = 1,03 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,03}{0,707} = 1,46 \text{ cm}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 50 \text{ mm}$, $a_{min} = 6 \text{ mm}$

$$a_{eff \max} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E70xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 5}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 2,1 \text{ cm}$

7.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

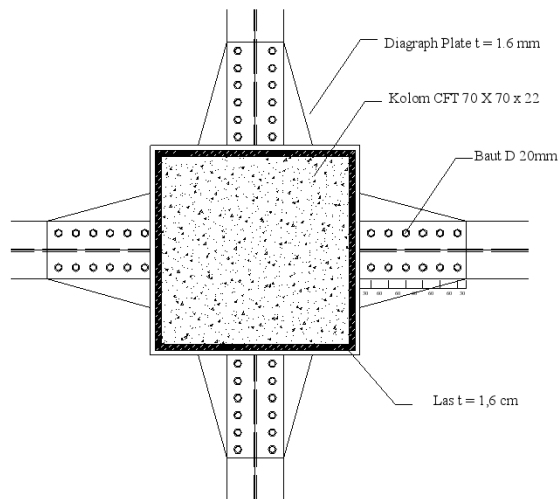
Profil balok induk menggunakan WF 500x200x12x16 dan kolom dengan profil kotak 700x700x22 sambungan akan di desain dengan sambungan penahan moment. Sambungan akan direncanakan dengan menggunakan *diaphragm plate*

dimana sambungan memikul beban geser P_u dan momen M_u . Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

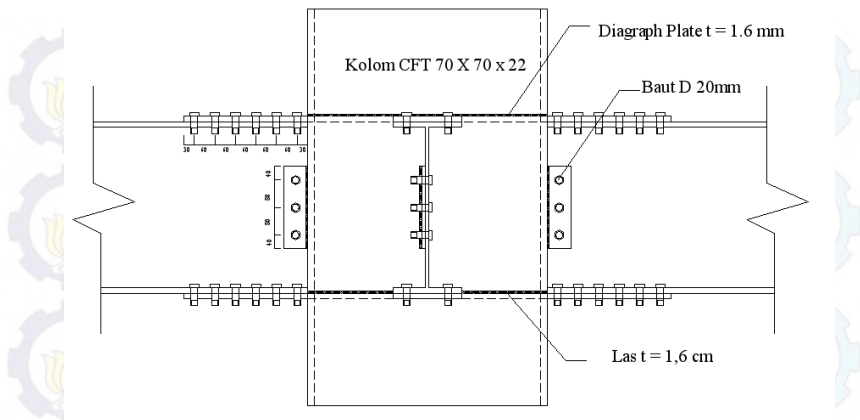
- Beban P_u diteruskan oleh sambungan pada badan secara tegak lurus ke kolom
- Beban momen M_u diteruskan oleh sayap balok dengan diaphragm plate baja yang dilas tumpul dengan penetrasi penuh ke kolom

$$M_u = 3200451 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 16623,74 \text{ kg}$$



Gambar 7.7 Tampak Atas Sambungan Antara Balok Induk dengan Kolom



Gambar 7.8 Tampak Samping Sambungan Antara Balok Induk dengan Kolom

- Sambungan geser pada badan balok

Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 20 mm ($A_g = 3,14 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

$$\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 5000) \cdot 1 \cdot 3,14$$

$$= 5887,5 \text{ (menentukan !)}$$

Kuat tumpu baut

$$\Phi \cdot R_n = \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 4100$$

$$= 17712 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{16623,74}{5887,5} = 2,82 \text{ dipasang 3 buah}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

= 30 mm s/d 200 mm

Pakai S1 = 40 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 25 mm s/d 150 mm

Pakai S2 = 35 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 60vmm s/d 200 mm

Pakai S = 80 mm

- Sambungan geser pada kolom
Direncanakan dengan single plate dengan las sudut
dengan tebal plat 12 mm dengan panjang 240mm

$$A_{las} = 2 \times 24 = 48 \text{ cm}^2$$

$$S = 2 \times \left(\frac{d^2}{3} \right) = 2 \times \left(\frac{24^2}{3} \right) = 384 \text{ cm}^3$$

$$Pu = 16623,74 \text{ kg}$$

$$Mu = 3,65 \times 16623,74 = 60676,65 \text{ kg.cm}$$

Akibat Pu :

$$f_{vp} = \frac{16623,74 \text{ kg}}{48 \text{ cm}^2} = 346 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Mu :

$$f_{hm} = \frac{60676,65 \text{ kg.cm}}{384 \text{ cm}^3} = 158 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{346^2 + 158^2} = 380 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{380}{2214,45} = 0,17 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,17}{0,707} = 0,24 \text{ cm}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{\text{plat}} = 30 \text{ mm}$

$$a_{\text{eff max}} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E70xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 12}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 70 \times 70,3}$$

Sehingga dipakai las dengan $a_{\text{min}} = 6 \text{ mm}$

- Kontrol plat penyambung

Direncanakan menggunakan *single plate* 240 x 12, BJ 41 dengan $fu = 4100 \text{ kg/cm}^2$.

Ølubang = 24 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 25,5 mm

$$Anv = Lnv \cdot t$$

$$= (L - n \cdot \text{Ølubang}) \cdot t$$

$$= (24 - 3 \cdot 2,15) \cdot 1,2$$

$$= 21,06 \text{ cm}^2$$

$$\Phi Pn = \Phi \cdot (0,6 \cdot fu \cdot Anv)$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 4100 \cdot 21,06$$

$$= 46626 \text{ kg} > 16623,74 \text{ kg (Ok)}$$

- Sambungan pada diaphragm plate dengan kolom

Direncanakan menggunakan sambungan las tumpul penetrasi penuh tebal 1,6 cm dan tebal diaphragm plat 16 mm dengan BJ 41,

Akibat gaya Mu , diaphragm plate akan mendapat gaya tarik sebesar:

$$T = \frac{Mu}{d_{\text{balok}}}$$

$$T = \frac{3200451}{50} = 64009 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

$$\phi R_n = 0,9 \times t_e \times f_y$$

$$\phi R_n = 0,9 \times 1,6 \times 2500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_{\text{las}} = 1,6 \cdot (70) = 112 \text{ cm}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban tarik

$$f_{\text{total}} = \frac{64009}{112} = 571,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} < \phi R_n \text{ (Oke..)}$$

- Sambungan pada diaphragm plate dengan sayap balok
Kontrol Kekuatan Baut

Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu Øbaut 20 mm ($A_g = 3,114 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

$$\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 5000) \cdot 1 \cdot 3,14$$

$$= 5887,5 \text{ kg (menentukan !)}$$

Kuat tumpu baut

$$\Phi \cdot R_n = \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 4100$$

$$= 19188 \text{ kg}$$

$$\frac{T}{\phi V_n} = \frac{64009}{5887,5} = 10,8$$

dipakai 12 baut dipasang 6 buah 2 sisi

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S_1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

$$= 30 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai } S_1 = 30 \text{ mm}$$

(S_2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

$$= 25 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 60mm s/d 200 mm

Pakai S = 60 mm

- Kekuatan diaphragm plate
Dipakai baut Ø20mm, BJ41 dengan $f_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$
dan $f_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$
 $A_g = w \cdot t_w$
 $= 26 \cdot 1,6 \text{ cm}$
 $= 41,6 \text{ cm}^2$
 $A_n = A_g - A_{\text{perlemahan}}$
 $= 41,6 - (2 \cdot 2,15 \cdot 1,6)$
 $= 34,72 \text{ cm}^2$

Terhadap leleh

$T \leq 0,9 \cdot A_g \cdot f_y$

64009 kg $\leq 0,9 \cdot 41,6 \cdot 2500$

64009 kg $\leq 93600 \text{ kg}$ (OK...!)

Terhadap patah

$T \leq 0,9 \cdot A_n \cdot f_u$

64009 kg $\leq 0,75 \cdot 34,72 \cdot 4100$

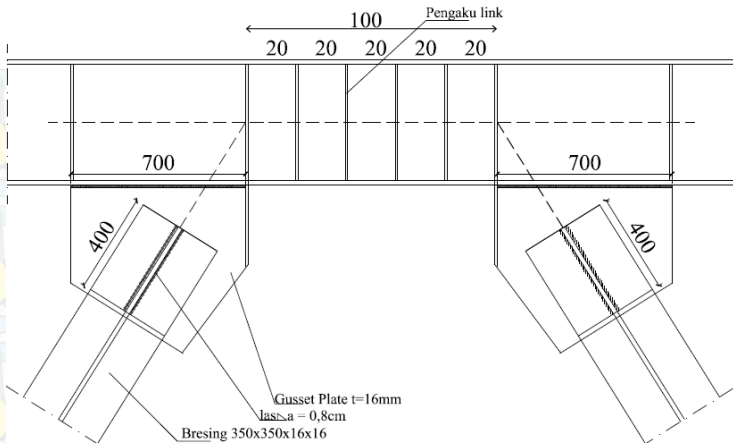
64009 kg $\leq 106764 \text{ kg}$ (OK...!)

7.6 Sambungan Batang Bresing

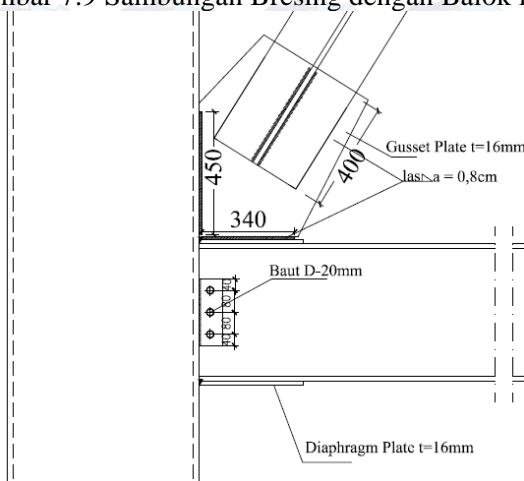
Gaya yang terjadi pada bresing diambil dari gaya pada bresing arah x yaitu :

$P_{\text{max}} = 96164,22 \text{ kg}$

$M_{\text{max}} = 753956,66 \text{ kg.cm}$



Gambar 7.9 Sambungan Bresing dengan Balok link



Gambar 7.10 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- Sambungan plat buhul dengan balok kolom

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{80xx} . Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 80 \cdot 70,3 \end{aligned}$$

$$= 2530,8 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las sudut

$$A_{\text{las}} = 2 \cdot (45 + 34) = 158 \text{ cm}^2$$

$$I_p = 2 \times \left(\frac{(34 + 45)^4 - 6 \times 34^2 \times 45^2}{12(34 + 45)} \right) = 52541,5 \text{ cm}^4$$

$$x = \frac{45^2}{2(34 + 45)} = 12,8 \text{ cm}$$

$$y = \frac{34^2}{2(34 + 45)} = 7,3 \text{ cm}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut akibat P_u

L bresing = 509 cm

h = 400 cm

b = 315 cm

$$\cos \emptyset = 315 / 509 = 0,61$$

$$\sin \emptyset = 400 / 509 = 0,78$$

$$0,61 \cdot P_u = 0,61 \times 96164,22 = 58660,17 \text{ kg}$$

$$0,78 \cdot P_u = 0,78 \times 96164,22 = 75008,09 \text{ kg}$$

$$f_h = \frac{58660,17}{158} = 371 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{75008,09}{158} = 474 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut akibat M_{max}

$$f_h = \frac{96164 \times 200}{52541,52} = 366 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{96164 \times 157}{52541,52} = 288 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(474 + 288)^2 + (371 + 366)^2} \\ &= 1060,1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{\emptyset \cdot R_{nw}} = \frac{1060,1}{2530,8} = 0,41 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,41}{0,707} = 0,59 \text{ cm} > a_{\min}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

$$a_{\text{eff max}} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E80xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 16}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 80 \times 70,3}$$

$$a_{\text{eff max}} = 8,2 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 8 \text{ mm}$

- Sambungan batang bresing dengan pelat buhul

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{80xx} . Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 80 \cdot 70,3 \\ &= 2530,8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luas las sudut

$$A_{\text{las}} = 4(40) = 160 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 4 \times \left(\frac{40^2}{6} \right) = 1066,67 \text{ cm}^4$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut akibat P_u

$$f_v = \frac{96164,22}{160} = 601 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut akibat M_{\max}

$$f_h = \frac{753956,66}{1066,67} = 706,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(601)^2 + (706,83)^2} \\ &= 927,7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{\phi \cdot R_{nw}} = \frac{927,79}{2530,8} = 0,36 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,36}{0,707} = 0,51 \text{ cm} > a_{\min}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

$$a_{eff\ max} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E80xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 16}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 80 \times 70,3}$$

$$a_{eff\ max} = 8,25 mm$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 8\ mm$

- Sambungan plat buhul dengan balok link

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{80xx} . Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1\ cm$

Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned}\phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 80 \cdot 70,3 \\ &= 2530,8\ kg/cm^2\end{aligned}$$

Luas las sudut

$$A_{las} = 2 \cdot (70) = 140\ cm^2$$

$$S_x = 2 \times \left(\frac{70^2}{6} \right) = 1633,3\ cm^4$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$f_v = \frac{155209,3}{140} = 1108,64\ kg/cm^2$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut akibat M_{max}

$$f_h = \frac{2180403}{1633,3} = 691,96\ kg/cm^2$$

$$\begin{aligned}f_{total} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(1108,64)^2 + (691,96)^2} \\ &= 1306,8\ kg/cm^2\end{aligned}$$

Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi \cdot R_{nw}} = \frac{1306,8}{2530,8} = 0,51\ cm$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,51}{0,707} = 0,73\ cm > a_{min}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

$$a_{eff\ max} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E80.xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 16}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 80 \times 70,3}$$

$$a_{eff\ max} = 8,25\ mm$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 8\ mm$

7.7 Sambungan Base Plate

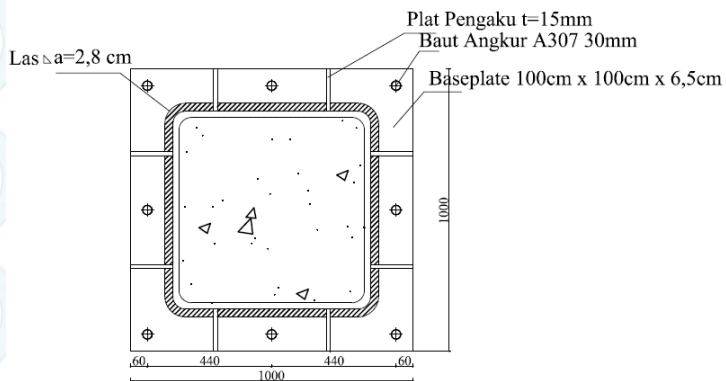
Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* hasil modifikasi dari katalog PT. Gunung Garuda dengan ukuran

- $H = 100\ cm$
- $B = 100\ cm$
- $t_p = 65\ mm = 6,5\ cm$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapat gaya yang bekerja pada kolom CFT 700x700x22 lantai dasar adalah :

$$\begin{aligned} P_u &= 619239,82\ kg \\ M_u &= 42577,66\ kgm \\ V_u &= 10363,43\ kg \end{aligned}$$

Sambungan Las pada Base Plate :



Gambar 7.11 Sambungan Las pada Baseplate

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil hollow section 700x700x22 sehingga didapat :

Misal $t_e = 1\ cm$

$$A_{las} = 4 \times (1 \times 70,0) = 280\ cm^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,33 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3} \right) = 6533,33 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3} \right) = 6533,33 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \phi \times 0,6 \times F_{E90xx} \times t_e$$

$$f_{u_{las}} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1$$

$$f_{u_{las}} = 2847,15 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_p = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{619239,82}{280} + \frac{4257766,09}{6533,3}$$

$$f_p = 2863 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat V_u :

$$f_v = \frac{V_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{10363,43}{280} + \frac{4257766,09}{6533,3}$$

$$f_v = 688,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(2863)^2 + (688,71)^2} = 2929,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{2929,93}{2847,15} = 1,02 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,02}{0,707} = 1,45 \text{ cm}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{\text{plat}} = 65 \text{ mm}$

$$a_{\text{eff max}} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E70.xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{90.70,3} \cdot 6,5 = 6,2 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 2,8 \text{ cm}$

Perhitungan Base Plate :

- Cek eksentrisitas gaya

$$ex = \frac{Mux}{Pu} = \frac{4257766,09}{619239,82} = 6,87 \text{ cm} < \frac{N}{6} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

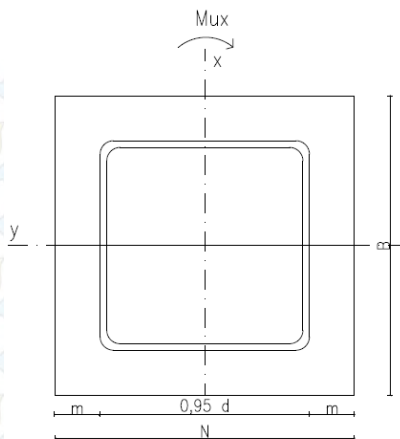
Termasuk dalam kategori baseplate yang memikul gaya aksial, gaya geser dan juga momen lentur dengan intensitas yang cukup kecil, sehingga distribusi tegangan tidak terjadi sepanjang baseplate, namun momen lentur yang bekerja masih belum mengakibatkan baseplate terangkat dari beton penumpu. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur tersebut juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi

Direncanakan diameter baut : $30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$

Direncanakan Dimensi Beton $110 \times 110 \text{ cm}$ ($A_2 = 12100 \text{ cm}^2$):

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \times 110}{100 \times 100}} = 1,1$$

Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 7.12 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.N} = \frac{619239,82}{100 \times 100} = 61,92 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} = \frac{6 \times 4257766,09}{100 \times 100^2} = 25,54 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} = 61,92 + 25,54 = 87,46 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 = 26,775 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 267,75 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(max)} = 87,46 \text{ kg/cm}^2$$

(memenuhi syarat)

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat :

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} = \frac{(100 - 0,95 \times 70)}{2} = 16,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

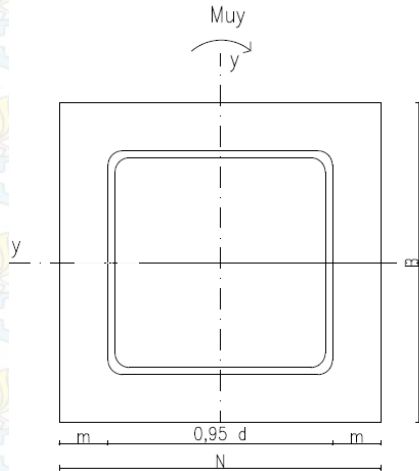
$$M_{upl} = \left(87,46 - 2 \times 25,54 \times \frac{16,75}{100} \right) \times \left(\frac{16,75^2}{2} \right) + \left(2 \times 25,54 \times \frac{16,75}{100} \right) \times \left(\frac{16,75^2}{3} \right)$$

Menentukan tebal base plate :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 11868,92}{0,9 \times 2500}} = 4,59 \text{ cm}$$

Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 7.13 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{619239,82}{100 \times 100} = 61,92 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} = \frac{6 \times 4257766,09}{100 \times 100^2} = 2,55 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} = 61,92 + 2,55 = 64,47 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 = 26,775 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 267,75 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(max)} = 64,47 \text{ kg/cm}^2$$

(memenuhi syarat)

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat :

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} \frac{(100 - 0,95 \times 70)}{2} = 16,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(64,47 - 2 \times 2,55 \times \frac{16,75}{100} \right) \times \left(\frac{16,75^2}{2} \right) + \left(2 \times 2,55 \times \frac{16,75}{100} \right) \times \left(\frac{16,75^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 9707,33 \text{ kg.cm}$$

Menentukan tebal base plate :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{\phi.f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 9707,33}{0,9 \times 2500}} = 4,1 \text{ cm}$$

tebal baseplate yang dipakai yaitu 6,5 cm

Perencanaan pelat pengaku :

Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f = 0,5 \cdot 2,2 = 1,1 \text{ cm}$$

Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 1,5 \text{ cm}$

Perhitungan Baut Angkur

Karena $e = 5,89 \text{ cm} < 1/6 \cdot N = 16,67 \text{ cm}$ maka tidak terjadi gaya tarik, jadi dipasang angkur praktis.

Dipakai baut angkur A307 Ø30mm ($f_u = 60 \text{ ksi}$)

- Kuat rencana geser dan tumpu (1 bidang geser)

$$\begin{aligned}\phi_f \cdot V_n &= V_d = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 4218 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 3^2) \cdot 1 \\ &= 8940,05 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_f \cdot R_n &= R_d = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 6,5 \cdot 4100 \\ &= 143910 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser V_{ux} dan V_{uy})

$$n = \frac{V_{uy}}{\phi_f \cdot V_n} = \frac{10363,43}{8940,05} = 1,15$$

dipakai 8 buah untuk menjaga stabilitas saat pemasangan konstruksi

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

$$= 45 \text{ mm s/d } 260 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 60 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

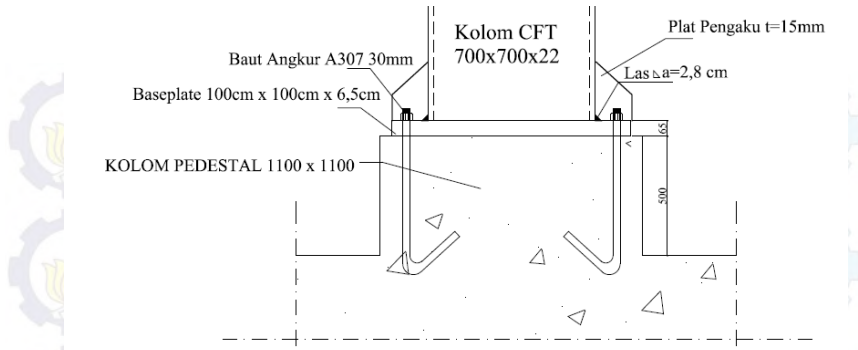
$$= 37,5 \text{ mm s/d } 780 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 60 mm

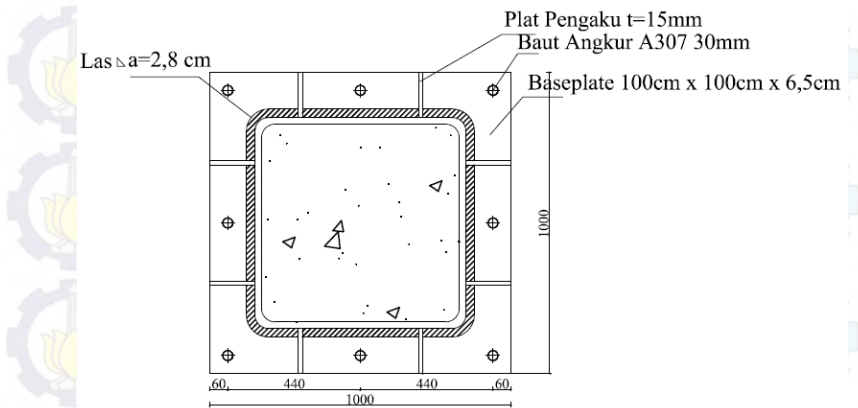
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

$$= 90 \text{ mm s/d } 975 \text{ mm}$$

Pakai S = 440 mm



Gambar 7.14 Tampak Samping Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal



Gambar 7.15 Tampak Atas Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal

BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI

8.1 Umum

Pondasi merupakan struktur bawah dari bangunan yang berfungsi meneruskan beban ke tanah. Dalam merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan pondasi pada gedung ini meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (tie beam).

8.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Pembangunan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari berlokasi di Surabaya sehingga data tanah yang diperlukan untuk perencanaan pondasi didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur akan dibangun. Lokasi sample data tanah dalam Tugas Akhir ini diambil di daerah Pakuwon Surabaya, hasil uji data tanah dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Teknik Sipil ITS. Data tanah terlampir.

8.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pondasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* beton pratekan dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*) produk dari PT. WIKA Beton. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength at 28 days*). Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

<i>Diameter outside (D)</i>	: 600 mm
<i>Wall thickness (T)</i>	: 100 mm
<i>Class</i>	: A3
<i>Bending momen crack</i>	: 22 tm
<i>Bending momen ultimate</i>	: 33 tm
<i>Allowable axial load</i>	: 243,20 ton

8.4 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang

8.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Metode Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung tanah pada pondasi (Q_L) ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*) dengan menggunakan metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Dimana :

Q_P = *Resistance ultime* di dasar pondasi

$$= q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p$$

Q_P : tegangan di ujung tiang

A_p : luas penampang ujung tiang

N_p : harga rata-rata SPT 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi, dengan B adalah diameter tiang

K : koefisien karakteristik tanah

$$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa, (untuk lempung)}$$

$$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa, (untuk lanau berlempung)}$$

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa, (untuk lanau berpasir)}$$

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa, (untuk pasir)}$$

Q_S = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

$$= q_s \times A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s$$

q_s : tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s : harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s : keliling \times panjang tiang yang terbenam

Metode Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group atau kelompok, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Untuk daya dukung pondasi group, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tiang}) \times n \times C_e$$

n : jumlah tiang dalam group

Koefisien efisiensi C_e dihitung berdasarkan perumusan

Converse - Labarre :

$$C_e = 1 - \left[\left(\frac{\arctan \frac{\phi}{S}}{90^\circ} \right) \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right]$$

Dimana :

ϕ = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

Untuk jarak antara tiang pancang ditentukan sebesar :

$$3D \leq S \leq 6D$$

Untuk jarak tiang pancang ke tepi poer ditentukan sebesar :

$$1,5D \leq S_1 \leq 2D$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi poer

8.4.2 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah

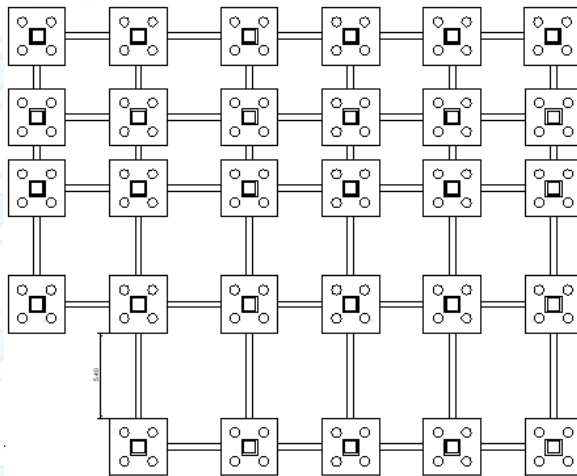
$$P_v = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y_i^2} + \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x_i^2}$$

Dimana :

- P_v = total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau
 y_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y
 x_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x
 $\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang terhadap as poer arah y
 $\sum x_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang terhadap as poer arah x

8.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Dalam perencanaan pondasi tiang pancang pada Tugas Akhir ini diambil contoh perhitungan pondasi untuk kolom yang berada pada lantai dasar dengan gaya-gaya dalam paling maksimum. Perhitungannya sama untuk pondasi kolom dan dinding geser yang lain.



Gambar 8.1 Denah rencana pondasi

Dari hasil analisis struktur prprogram SAP 2000 pada kolom dengan kombinasi 1,2D + 1,6L didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$P = 472039,76 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}M_x &= 232,61 \text{ kg} \\M_y &= 2932,23 \text{ kg} \\H_x &= 2026,76 \text{ kg} \\H_y &= 150,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

8.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Hasil olah data tanah yang diperoleh (tabel 9.1) menunjukkan tiang pancang dengan diameter 600 mm dapat digunakan untuk kedalaman tanah minimal sedalam 30 meter. Sehingga daya dukung ijin pondasi satu tiang pada kedalaman 30 meter diperoleh :

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

$$\begin{aligned}Q_P &= N_P \times K \times A_P \\&= 12,43 \times 12 \times 0,283 = 42,17 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_S &= \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \times A_s \\&= \left(\frac{7,07}{3} + 1\right) \times (0,6 \times \pi \times 22) = 189,75 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_L &= Q_P + Q_S \\&= 42,17 + 189,75 = 231,92 \text{ ton}\end{aligned}$$

Sehingga dari hasil Q_L yang diperoleh maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{P}{Q_L} = \frac{472,039}{231,92} = 2,03 \text{ buah direncanakan 4 buah tiang pancang.}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.1 berikut ini :

Tabel 8.1 Daya dukung tiang pancang tunggal

H (m)	Q _p					Q _s				Q _L (ton)
	N _{lap}	N' _{korek}	N _p	K t/m ²	Q _p (ton)	N _s	N _{s'}	A _s (Luas)	Q _s (ton)	
1	0	0	0	40	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	40	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	40	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	40	0	0	0	0	0	0
5	14	14	5.57	40	63.01	14	2.80	9.42	18.22	81.23
6	11	11	6.00	40	67.86	11	4.17	11.31	27.02	94.88
7	9	9	6.29	40	71.09	9	4.86	13.19	34.56	105.65
8	5	5	6.57	40	74.32	5	4.88	15.08	39.58	113.91
9	3	3	4.86	40	54.93	3	4.67	16.96	43.35	98.29
10	2	2	4.00	40	45.24	3	4.50	18.85	47.12	92.36
11	2	2	3.57	12	12.12	3	4.36	20.73	50.89	63.01
12	2	2	3.86	12	13.09	3	4.25	22.62	54.66	67.75
13	5	5	4.57	12	15.51	5	4.31	24.50	59.69	75.20
14	6	6	5.43	12	18.42	6	4.43	26.39	65.35	83.76
15	7	7	6.43	12	21.81	7	4.60	28.27	71.63	93.44
16	8	8	7.43	12	25.20	8	4.81	30.16	78.54	103.74
17	8	8	8.00	12	27.14	8	5.00	32.04	85.45	112.59
18	9	9	8.43	12	28.60	9	5.22	33.93	92.99	121.59
19	9	9	8.71	12	29.57	9	5.42	35.81	100.53	130.10
20	9	9	8.86	12	30.05	9	5.60	37.70	108.07	138.12
21	9	9	9.00	12	30.54	9	5.76	39.58	115.61	146.15
22	9	9	9.00	12	30.54	9	5.91	41.47	123.15	153.69
23	9	9	9.00	12	30.54	9	6.04	43.35	130.69	161.23
24	9	9	9.00	12	30.54	9	6.17	45.24	138.23	168.77
25	9	9	9.43	12	31.99	9	6.28	47.12	145.77	177.76
26	9	9	9.86	12	33.44	9	6.38	49.01	153.31	186.75
27	9	9	10.43	12	35.38	9	6.48	50.89	160.85	196.23
28	12	12	11.00	12	37.32	12	6.68	52.78	170.27	207.60
29	12	12	11.71	12	39.75	12	6.86	54.66	179.70	219.44
30	13	13	12.43	12	42.17	13	7.07	56.55	189.75	231.92
31	13	13	13.29	12	45.08	13	7.26	58.43	199.81	244.88
32	14	14	13.57	12	46.05	14	7.47	60.32	210.49	256.53

8.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang :

$$3D \leq S \leq 6D$$

$$3 \times 60 \leq S \leq 6 \times 60$$

$$180 \leq S \leq 360$$

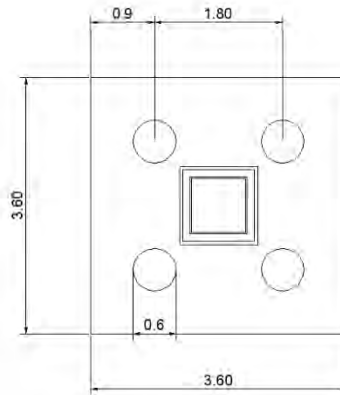
Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$3D \leq S_1 \leq 2D$$

$$1,5 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$90 \leq S_1 \leq 120$$

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 180 cm
jarak tepi tiang pancang (S_1) = 90 cm



Gambar 8.2 Konfigurasi rencana pondasi kelompok

Koefisien efisiensi, C_e

$$C_e = 1 - \left[\left(\frac{\arctan \frac{600}{1800}}{90^\circ} \right) \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \right) \right]$$

$$= 0,795$$

Sehingga nilai daya dukung tiang pancang kelompok $Q_{L \text{ kelompok}}$:

$$Q_{L \text{ kelompok}} = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e$$

$$= 231,92 \times 4 \times 0,795$$

$$= 737,5 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial pada pondasi tiang pancang kelompok :

- Reaksi kolom $= 472,039 \text{ ton}$
- Berat poer : $3,6 \times 3,6 \times 1,2 \times 2400 = 37,32 \text{ ton}$
- Berat total (P) $= 509,359 \text{ ton}$

$$Q_{L \text{ kelompok}} = 737,5 \text{ ton} > P = 509,359 \text{ ton (ok)}$$

8.5.3 Beban Vertikal Ekuivalen (P_v)

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang.

Perhitungan Beban vertikal ekuivalen pondasi kelompok yang bekerja pada poer :

$$\Sigma x_i^2 = 4 \times (0,9)^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_i^2 = 4 \times (0,9)^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja :

$$M_x = M_{ux} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 232,61 + (2026,76 \times 1,2) \\ = 2664,722 \text{ kgm}$$

$$M_y = M_{uy} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 2932,23 + (150,75 \times 1,2) \\ = 3113,13 \text{ kgm}$$

$$\text{Berat total (P)} = \text{Berat total } (\Sigma V) = 509359 \text{ kg}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_v = \frac{509359}{4} + \frac{2664,722 \times 0,9}{3,24} + \frac{3113,13 \times 0,9}{3,24} = 128944,75 \text{ kg}$$

Jadi beban vertikal ekuivalen yang diterima 1 tiang adalah 128944,75 kg.

8.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai spesifikasi pondasi tiang pancang dari PT. Wika Beton, yaitu :

Diameter outside (D)	: 600 mm
Wall thickness (T)	: 100 mm
Class	: A3
Bending momen crack	: 22 tm

Bending momen ultimate : 33 tm
 Allowable axial load : 243,20 ton

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut :

Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan tidak diperkenankan menerima gaya aksial yang melebihi 252,70 ton

$$P_v = 128944,75 \text{ kg} = 128,944 \text{ ton}$$

$$P_v < P_{ijin}$$

$$128,944 \text{ ton} < 252,70 \text{ ton} \quad (\text{ok})$$

Kontrol Terhadap Bending Momen Crack

Momen maksimum yang disebabkan oleh beban lateral dirumuskan sebagai berikut :

$$M_{\max} = H \times (e + 1,5d + 0,5f)$$

nilainya tidak diperkenankan melebihi 22 tm

dimana,

H : beban lateral

e : jarak antara beban lateral yang bekerja pada muka tanah

d : diameter tiang pancang

f : posisi Mmax dari muka tanah

$$: \frac{H}{9 \times C_u \times d}$$

C_u adalah cohesion undrained diperoleh dari data tanah sebesar $0,15 \text{ kg/cm}^2$

Momen arah X :

$$f_x = \frac{2026,76}{9 \times 0,15 \times 60} = 25 \text{ cm}$$

$$M_{x \max} = 2026,76 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 25)$$

$$= 207742,9 \text{ kgcm}$$

$$= 20,77 \text{ tm}$$

$$M_{x \max} < M_{\text{crack}}$$

$$20,77 \text{ tm} < 22 \text{ tm} \quad (\text{ok})$$

Momen arah Y :

$$f_x = \frac{150,75}{9 \times 0,15 \times 60} = 1,86 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{x \text{ max}} &= 150,75 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 1,86) \\ &= 13707,69 \text{ kgcm} \\ &= 0,13 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{x \text{ max}} < M_{\text{crack}}$$

$$0,13 \text{ tm} < 22 \text{ tm} \quad (\text{ok})$$

Kontrol Defleksi Tiang

Defleksi yang terjadi pada tiang akibat beban lateral dapat dicari dengan persamaan :

$$Y = \frac{H \times (e + Zf)^3}{12 EI} \text{ untuk fixed-headed pile}$$

dimana,

E : modulus elastis dari material tiang pancang

I : momen inersia dari cross-section tiang pancang

Zf : kedalaman titik jepit tiang

$$f_c' \text{ sebesar } 600 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ MPa}$$

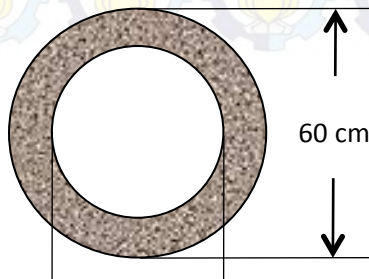
$$E = 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{60} = 36406,04 \text{ Mpa}$$

$$= 364060,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \pi \times (60^4 - 40^4)$$

$$= 510508,8 \text{ cm}^4$$



Gambar 8.3 Penampang tiang pancang

$$\begin{aligned}
 Z_f &= 1,8T = 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \\
 n_h &\text{ untuk tanah soft normally-consolidated antara } 350 - 700 \\
 &\text{ kN/m}^3, \text{ dipakai } 700 \text{ kN/m}^3 = 0,07 \text{ kg/cm}^3 \\
 &= 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{364060,4 \times 510508,8}{0,07}} \\
 &= 549,65 \text{ cm} \\
 H_{cap} &= \frac{2 \times M_n}{e + Z_f} \\
 M_n &\text{ diambil sebesar momen crack tiang pancang, } 22 \text{ tm} \\
 &= \frac{2 \times 2200000}{0 + 549,65} = 8005,094 \text{ kg} \\
 Y &= \frac{8005,094 \times (0 + 549,65)^3}{12 \times 364060,4 \times 510508,81} \\
 &= 0,059 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

8.6 Perencanaan Poer

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data-data perencanaan :

Dimensi poer	= $3600 \times 3600 \text{ mm}$
Tebal poer (t)	= 1200 mm
Mutu beton	= 30 Mpa
Mutu tuangan	= 400 MPa

Diameter tulangan utama = 25 mm

Tebal selimut beton = 40 mm

Tinggi efektif balok poer

$$\text{Arah } x (d_x) = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 1172,5 \text{ mm}$$

$$\text{Arah } y (d_y) = 1200 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 1122,5 \text{ mm}$$

8.6.1 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

b_o adalah keliling dari penampang kritis pada pelat poer

$$b_o = [2 \times (c_1 + d) + 2 \times (c_2 + d)]$$

$$= [2 \times (700 + 1172,5) + 2 \times (700 + 1172,5)]$$

$$= 7490 \text{ mm}$$

β adalah rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta = \frac{700}{700} = 1$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{30} \times 7490 \times 1172,5$$

$$= 24531577,28 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{a_s \times d}{b_o}\right) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

a_s diperoleh sebesar 40 untuk kolom interior

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1172,5}{7490}\right) \times \sqrt{30} \times 7490 \times 1172,5$$

$$= 24999102,31 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,33 \times \sqrt{30} \times 7490 \times 1172,5$$

$$= 15873373,54 \text{ N}$$

Sehingga untuk batas geser pons diperoleh :

$$P < \phi V_c$$

$$472039,76 \text{ kg} < 0,75 \times 15873373,54 \text{ kg}$$

$$472039,76 \text{ kg} < 11905030,15 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

8.6.2 Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dimodelkan sebagai pelat shell thick dan dianalisa menggunakan program bantu SAP 2000. Beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom, beban reaksi aksial tiang pancang dan berat sendiri pile cap. Dari analisa tersebut dihasilkan momen yang terjadi pada pile cap.

Beban yang bekerja :

$$\text{Berat pile cap} = 1,8 \cdot 1,2 \cdot 2400 = 5184 \text{ kg/m}$$

$$2 \cdot P_v = 2 \cdot 12899,75 = 257889,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah X} &= (257889,5 \cdot 0,9) - (0,5 \cdot 5184 \cdot 1,82) \\ &= 223702,47 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_x = M_y = 223702,47 \text{ kgm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0020 \text{ sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 30}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0306 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0306 = 0,023$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

Penulangan arah X dan Y

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{223702470}{0,8 \times 3600 \times 1172,5^2} = 0,056$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,056 \times 15,68}{400}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0001$$

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,002$$

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,059 \times 3600 \times 1172,5 = 8442 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= A_{s \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\
 &= 8422 : (1/4 \times \pi \times 25^2) \\
 &= 17,19 \approx 18 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak spasi tulangan} = \frac{3600 - [(2 \times 40) + (20 \times 25) + (2 \times 25)]}{18 - 1} = 177,64 \text{ mm}$$

diambil 150 mm

Jadi dipasang tulangan D25 – 150 mm

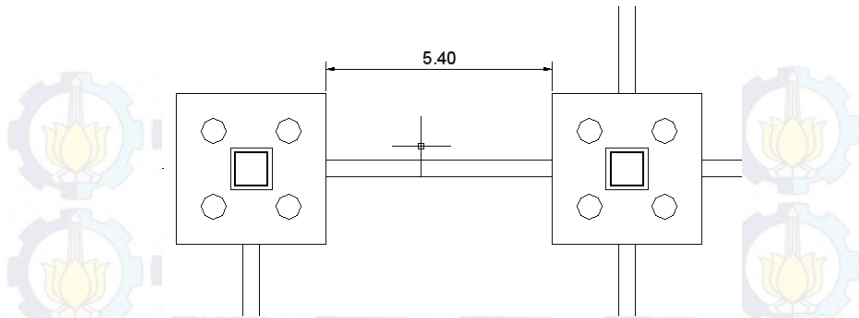
8.7 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan dan mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

9.7.1 Data Perencanaan

Sloof yang ditinjau seperti pada gambar 9.4. Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 472039,76 kg
Panjang Sloof	= 5,4 meter
Mutu Beton f_c'	= 30 MPa
Mutu Baja f_y	= 290 MPa
Decking	= 40 mm
Diameter Tulangan Utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 12 mm
Dimensi Sloof	= 400 mm × 600 mm
Tinggi Efektif	= 600 - 40 - 12 - $\frac{1}{2} \times 22$
	= 537 mm



Gambar 8.4 Denah sloof yang Ditinjau

8.7.2 Penulangan Sloof

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial } N_u &= 10\% \times 472039,76 \text{ kg} \\ &= 47203,976 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri} = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 5,4 \times 250 = 1350 \text{ kg/m} +$$

$$q_u \text{ total} = 1926 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}M_{u \text{ tumpuan}} &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/12 \times 1926 \times 5,4^2 \\ &= 4680,18 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{u \text{ lapangan}} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/8 \times 1926 \times 5,4^2 \\ &= 7020,27 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{290} = 0,0048$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 30}{290} \times \left(\frac{600}{600 + 290} \right) \\ &= 0,0474\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0474 = 0,0355$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{290}{0,85 \times 30} = 11,37$$

a. Penulangan Lentur

- Penulangan daerah tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{46801800}{0,8 \times 400 \times 537^2} = 0,5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,37} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,5 \times 11,37}{290}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0017$$

maka rasio tulangan yang dipakai $\rho_{\min} = 0,0048$

$$\begin{aligned} A_{S \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0048 \times 400 \times 537 \\ &= 1036,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_{S \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 1036,96 : (1/4 \times \pi \times 22^2) \\ &= 2,72 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak spasi tulangan} = \frac{400 - [(2 \times 40) + (3 \times 22) + (2 \times 12)]}{3 - 1} = 115 \text{ mm}$$

diambil 100 mm

Jadi dipasang tulangan tarik 3D22 – 100 mm

- Penulangan daerah lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{70202700}{0,8 \times 400 \times 537^2} = 0,76$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,37} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,76 \times 11,37}{290}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0026$$

maka rasio tulangan yang dipakai $\rho_{\min} = 0,0048$

$$\begin{aligned} A_{S \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0048 \times 400 \times 537 \\ &= 1036,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= A_{s \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\
 &= 1036,96 : (1/4 \times \pi \times 22^2) \\
 &= 2,72 \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak spasi tulangan} &= \frac{400 - [(2 \times 40) + (3 \times 22) + (2 \times 12)]}{3 - 1} = 115 \text{ mm} \\
 &\text{diambil } 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan tarik 3D22 – 100 mm

b. Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 1926 \times 5,4 \\
 &= 5200,2 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$A_g = 600 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} = 240000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times \left[1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 \times \left[1 + \frac{472039,76}{14 \times 240000} \right] \\
 &= 223632,22 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 223632,22 = 167724,16 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$$V_u < \phi V_c$$

5200,2 kg < 16772,4 kg, maka tidak diperlukan tulangan geser

Namun dipasang tulangan geser minimum dengan spasi 200 mm, sehingga $A_{v \text{ min}}$ diperoleh :

$$= \frac{75 \times \sqrt{f'_c} \times b \times s}{1200 \times f_y} = \frac{75 \times \sqrt{30} \times 400 \times 200}{1200 \times 290} = 94,43 \text{ mm}^2$$

jadi dipakai tulangan geser Ø12 – 200 mm.



BAB IX PENUTUP

9.1 Kesimpulan

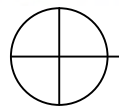
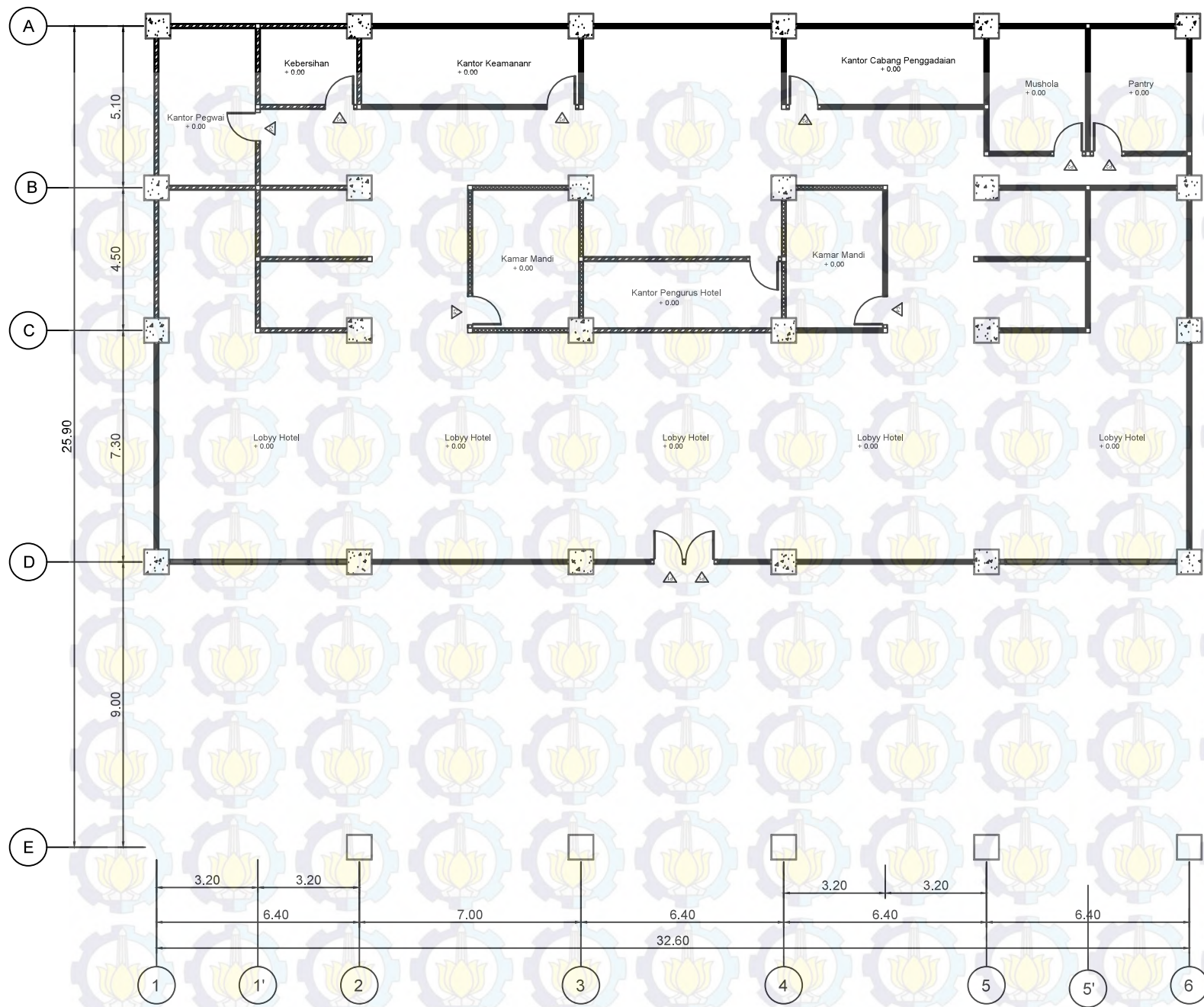
Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder:
 - a. Pelat lantai atap menggunakan bondek dari PT.BRC LYSAGHT INDONESIA tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan negatif \varnothing 6 – 125.
 - b. Pelat lantai perkantoran menggunakan bondek dari PT.BRC LYSAGHT INDONESIA tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan negatif \varnothing 8 – 125.
 - c. Dimensi balok anak pada atap menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dengan mutu baja BJ-41.
 - d. Dimensi balok anak pada lantai Hotel menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dengan mutu baja BJ-41.
 - e. Dimensi balok penumpu lift menggunakan profil WF 300 x 200 x 9 x 14 dengan mutu baja BJ-41.
 - f. Tebal pelat tangga yang digunakan 3 mm dan dimensi pengaku anak tangga siku 60 x 60 x 6 dengan mutu baja BJ-41.
 - g. Tebal pelat bordes yang digunakan 8 mm dan dimensi balok bordes WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.
 - h. Dimensi balok utama tangga menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dan dimensi balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dengan mutu baja BJ-41.
2. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. *Link* arah X dan Y merupakan link pendek dengan panjang *link* 100 cm.

- b. Dimensi *link* dan balok diluar *link* arah X dan Y menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan mutu baja BJ-41.
 - c. Dimensi *bressing* arah X dan Y menggunakan profil WF 300 x 300 x 10 x 15 dengan mutu baja BJ-41.
 - d. Dimensi balok induk arah X dan Y menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan mutu baja BJ-41.
 - e. Dimensi balok induk atap arah X dan Y menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan mutu baja BJ-41.
 - f. Dimensi kolom lantai 1 s/d 3 menggunakan profil CFT 700 x 700 x 22 dengan mutu baja BJ-41.
3. Hasil perhitungan struktur bawah:
1. Struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton Ø 60 cm (tipe A1) dengan kedalaman 30 m.
 2. Dimensi poer direncanakan 3,6 m x 3,6 m x 1,2m, dengan tulangan lentur arah X D25–100 mm dan tulangan lentur arah Y D25–100 mm dan
 3. Dimensi sloof direncanakan 400 mm x 600 mm, dengan tulangan lentur 3D22 dan tulangan geser Ø12 – 200.
4. Hasil gambar rancangan terlampir

9.2 Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur *eccentrically braced frames* (EBF) lebih dalam. Perencanaan gedung hotel gresik dengan dimodifikasi menggunakan struktur baja dan zona gempa 5 ternyata gedung mendapatkan performa yang bagus. Analisa penelitian ini dapat dikembangkan lagi dengan mempertimbangkan perilaku balok saat perencanaannya.



DENAH LANTAI DASAR
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

DENAH LANTAI DASAR

SKALA

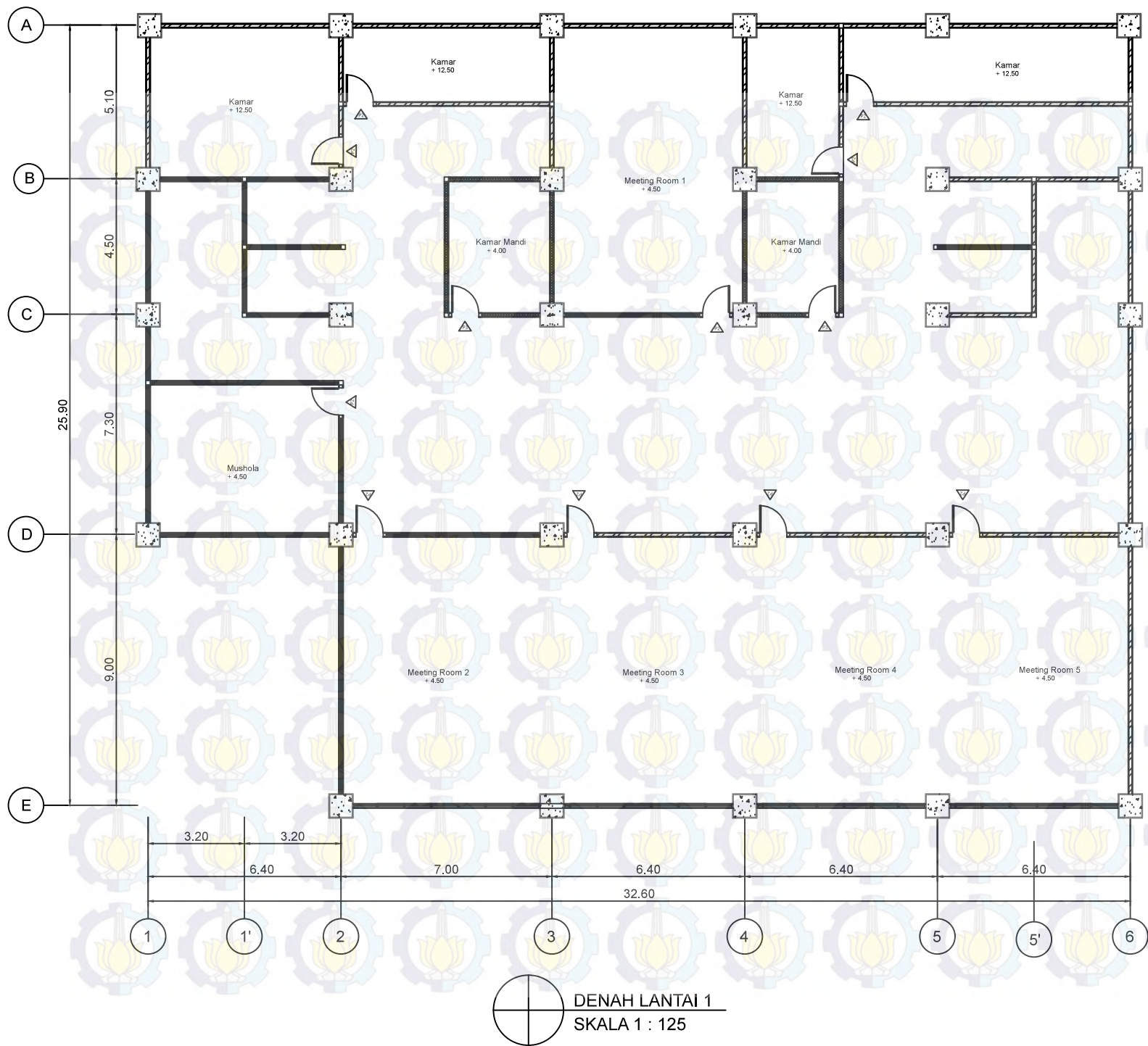
1 : 125

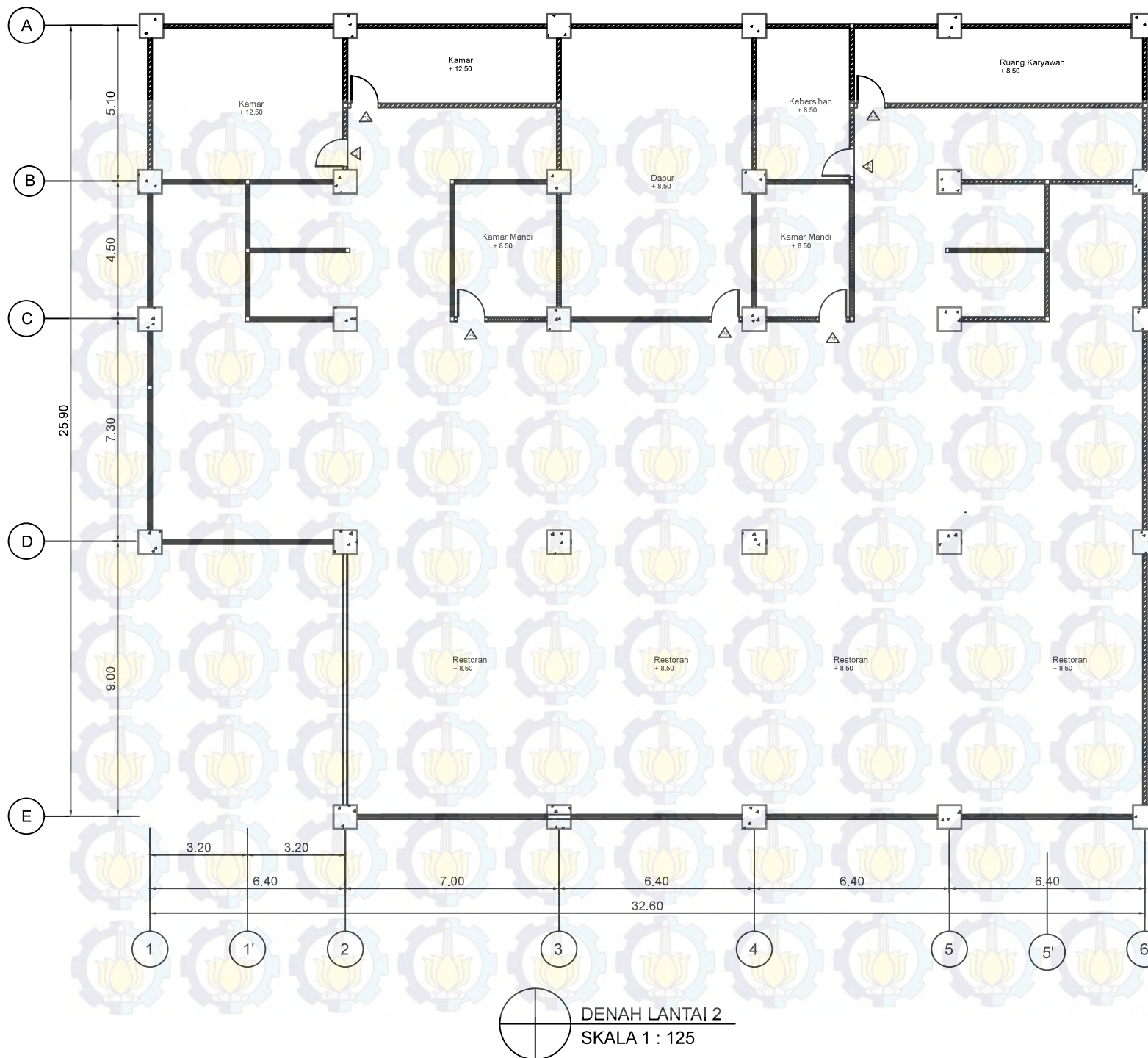
NO. GAMBAR

1

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Lantai 2

SKALA

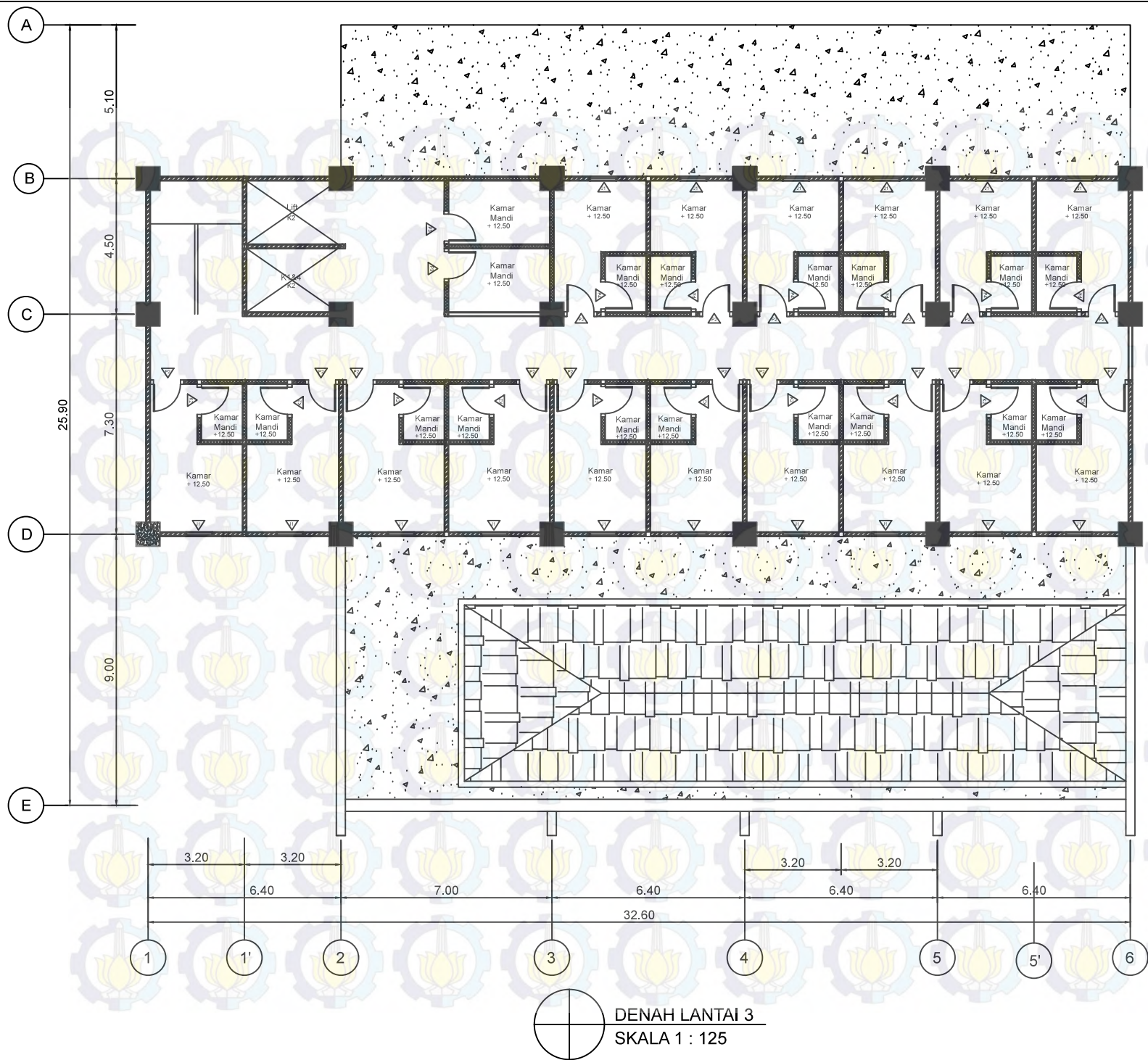
1 : 125

NO. GAMBAR

3

31

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Lantai 3

SKALA

1 : 125

NO. GAMBAR

4

31

CATATAN



DENAH LANTAI 3
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Lantai 4, 5, dan 6

SKALA

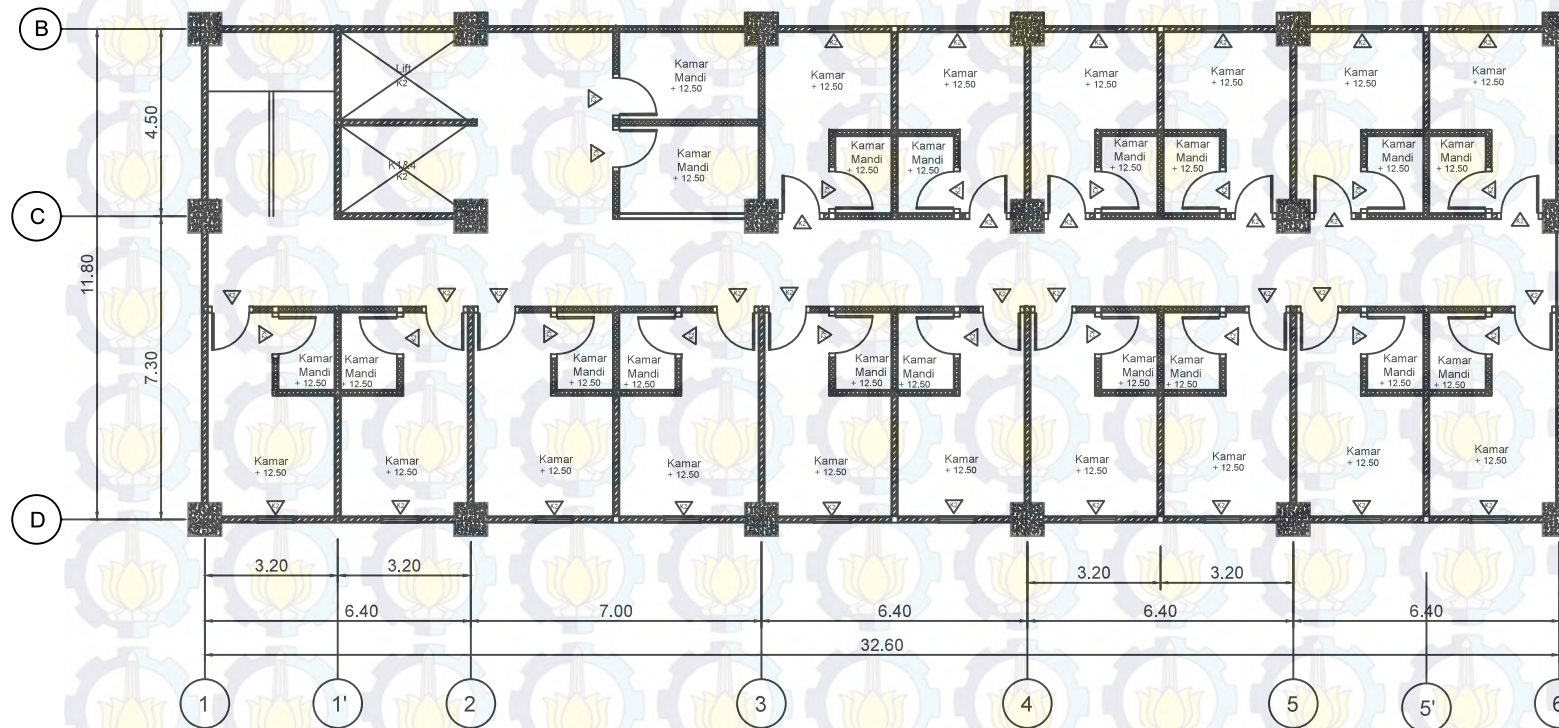
1 : 125

NO. GAMBAR

5

31

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 4, 5, dan 6
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Lantai 7 dan 8

SKALA

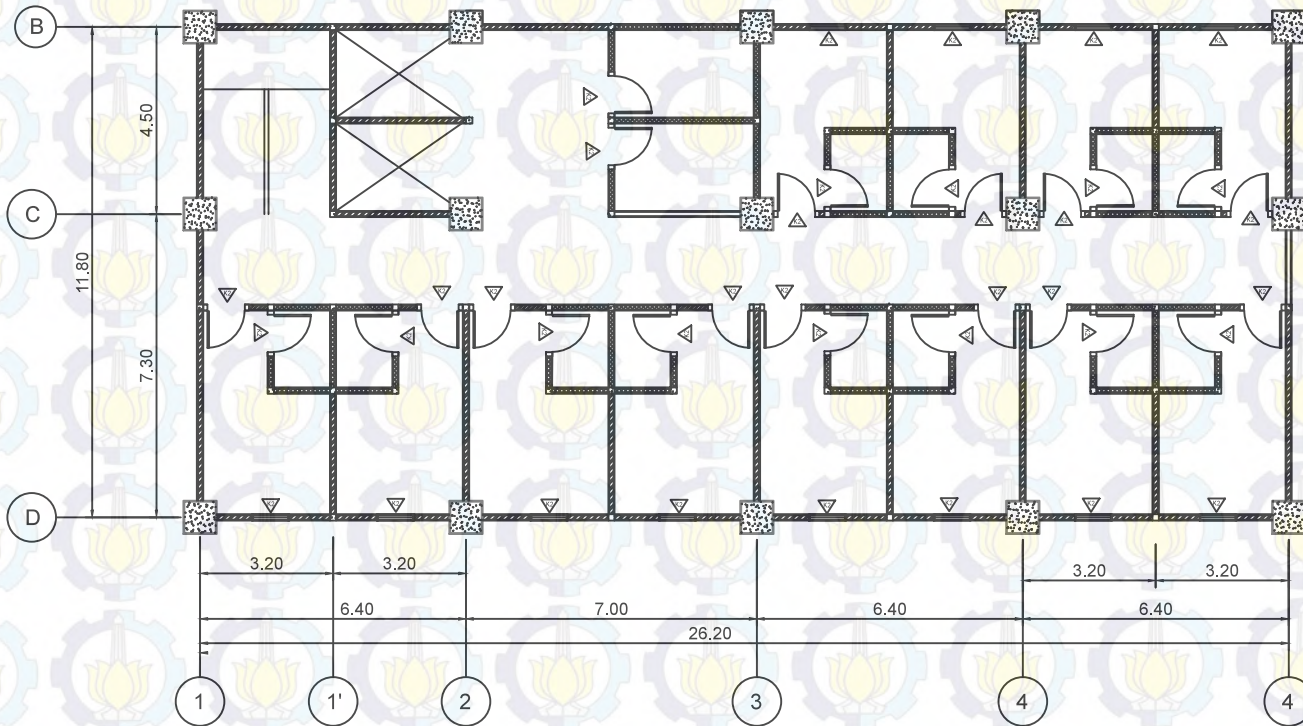
1 : 125

NO. GAMBAR

6

31

CATATAN



DENAH LANTAI 7 dan 8
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Lantai 9 DAN 10

SKALA

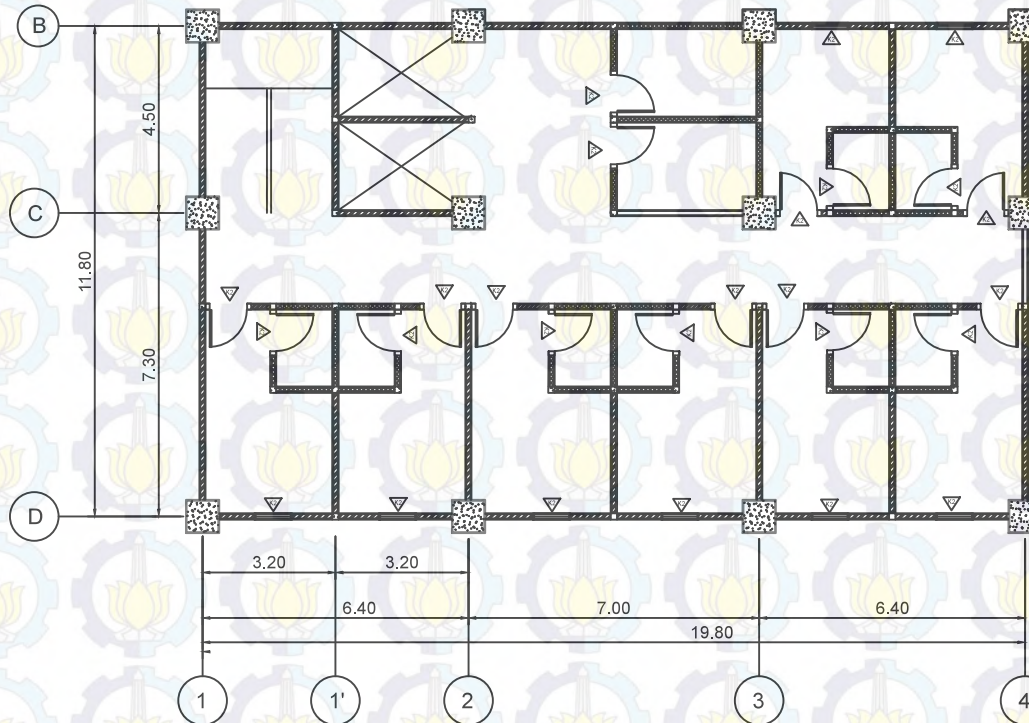
1 : 125

NO. GAMBAR

7

31

CATATAN



DENAH LANTAI 9 dan 10
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Lantai 11 DAN 12

SKALA

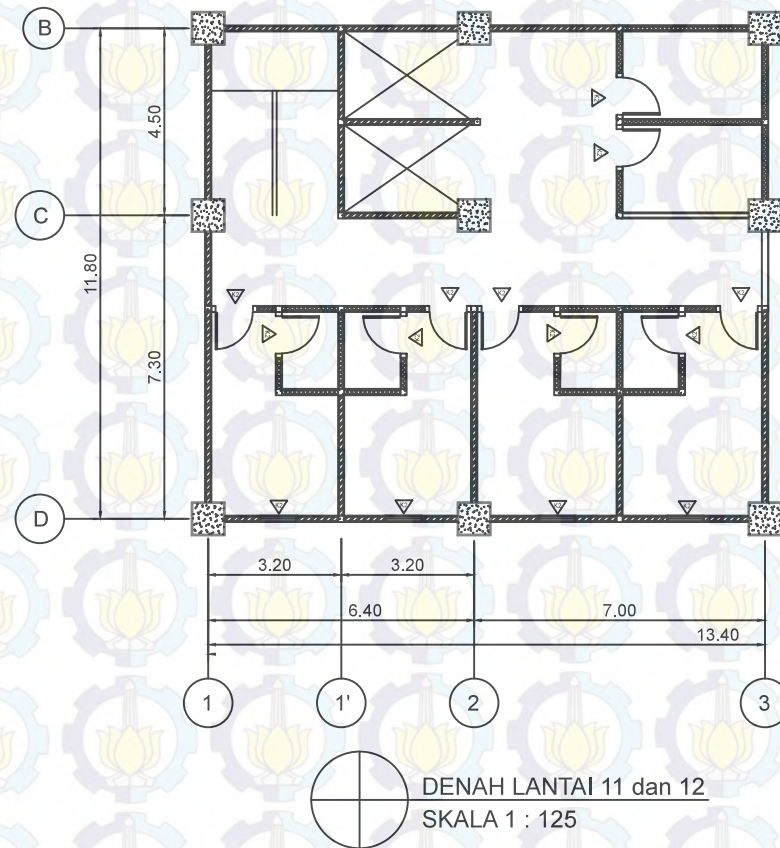
1 : 125

NO. GAMBAR

8

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masuri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

SKALA

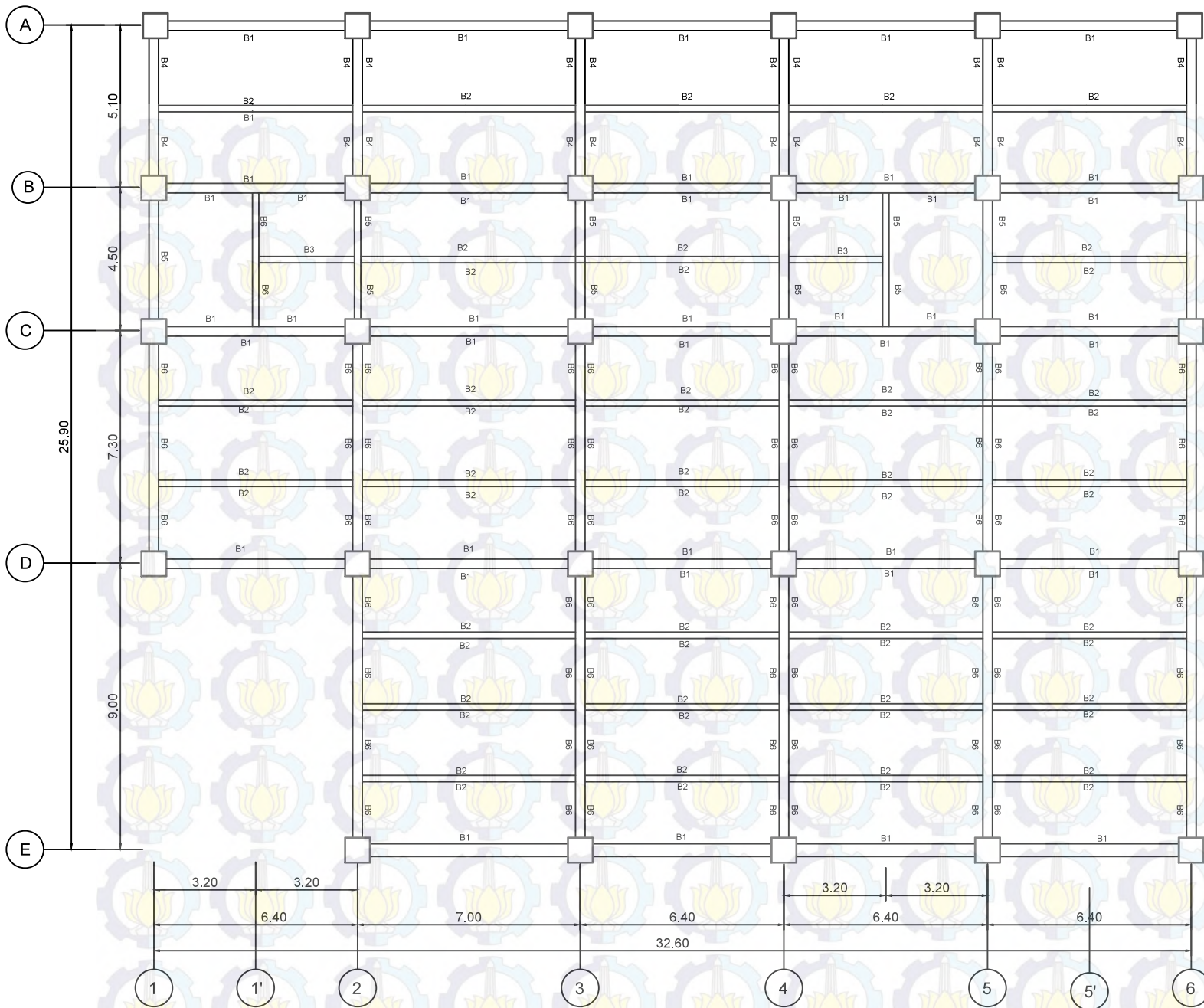
1 : 125

NO. GAMBAR

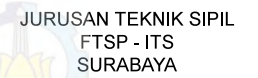
9

31

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 1
SKALA 1 : 125



MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN MENGUNAKAN METODE BRESING EKSENTRIS

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

Masruri Anwar
3110 100 022

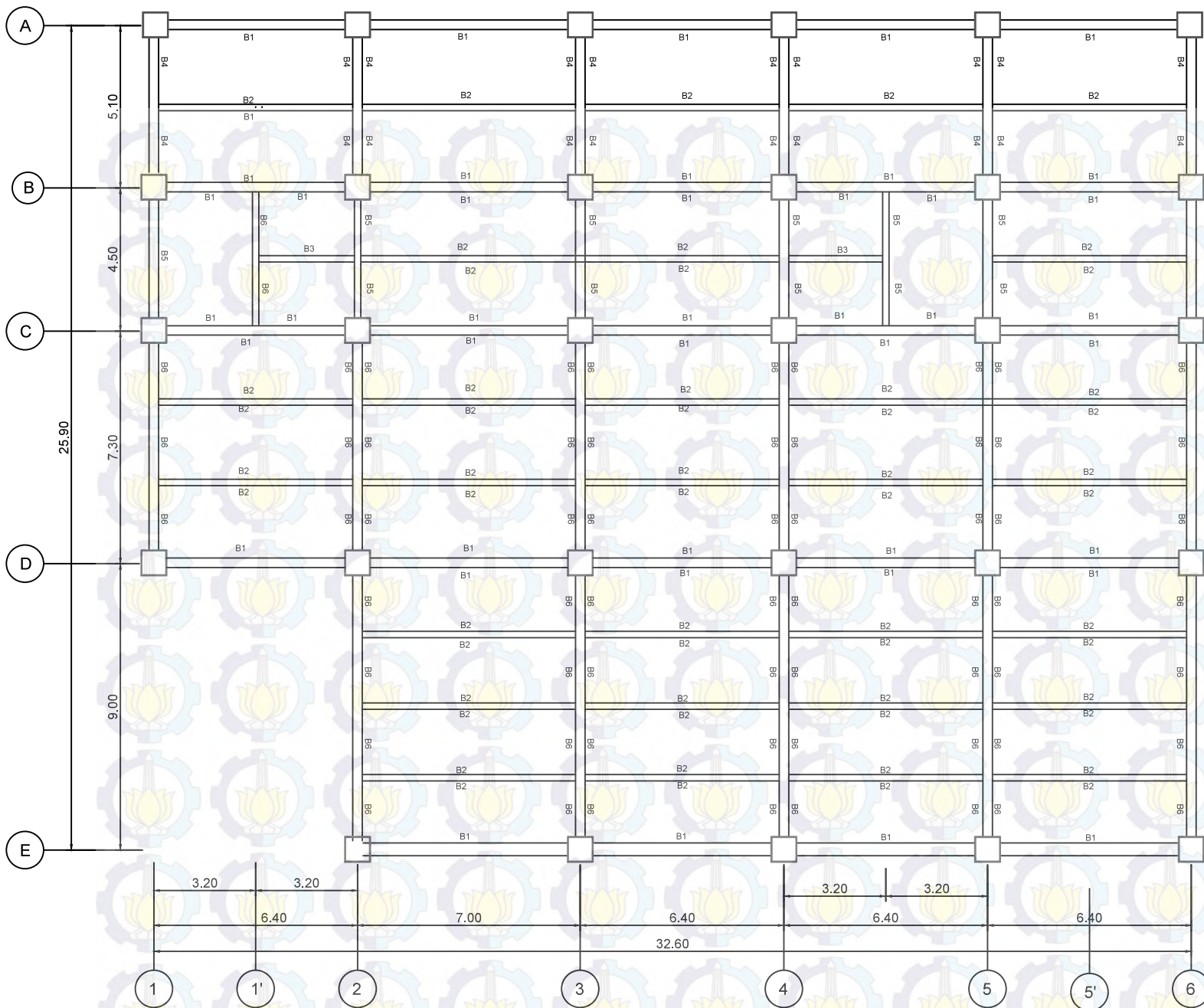
Denah Balok Lantai 1

1 : 125

10

31

DENAH BALOK LANTAI 1
SKALA 1 : 125





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PESSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Balok Lantai 2

SKALA

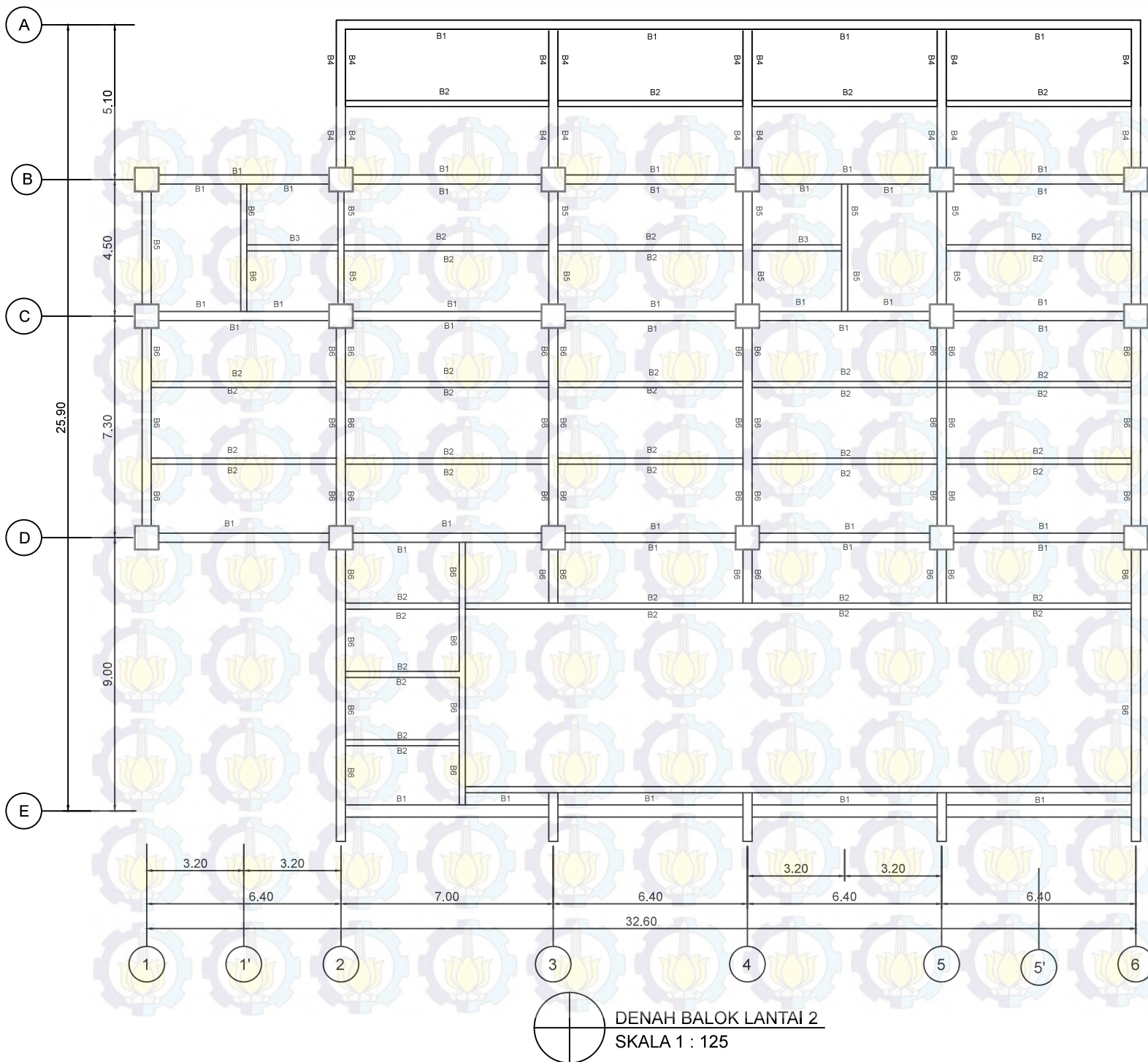
1 : 125

NO. GAMBAR

11

31

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 2
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Balok Lantai 3, 4, 5 dan
6

SKALA

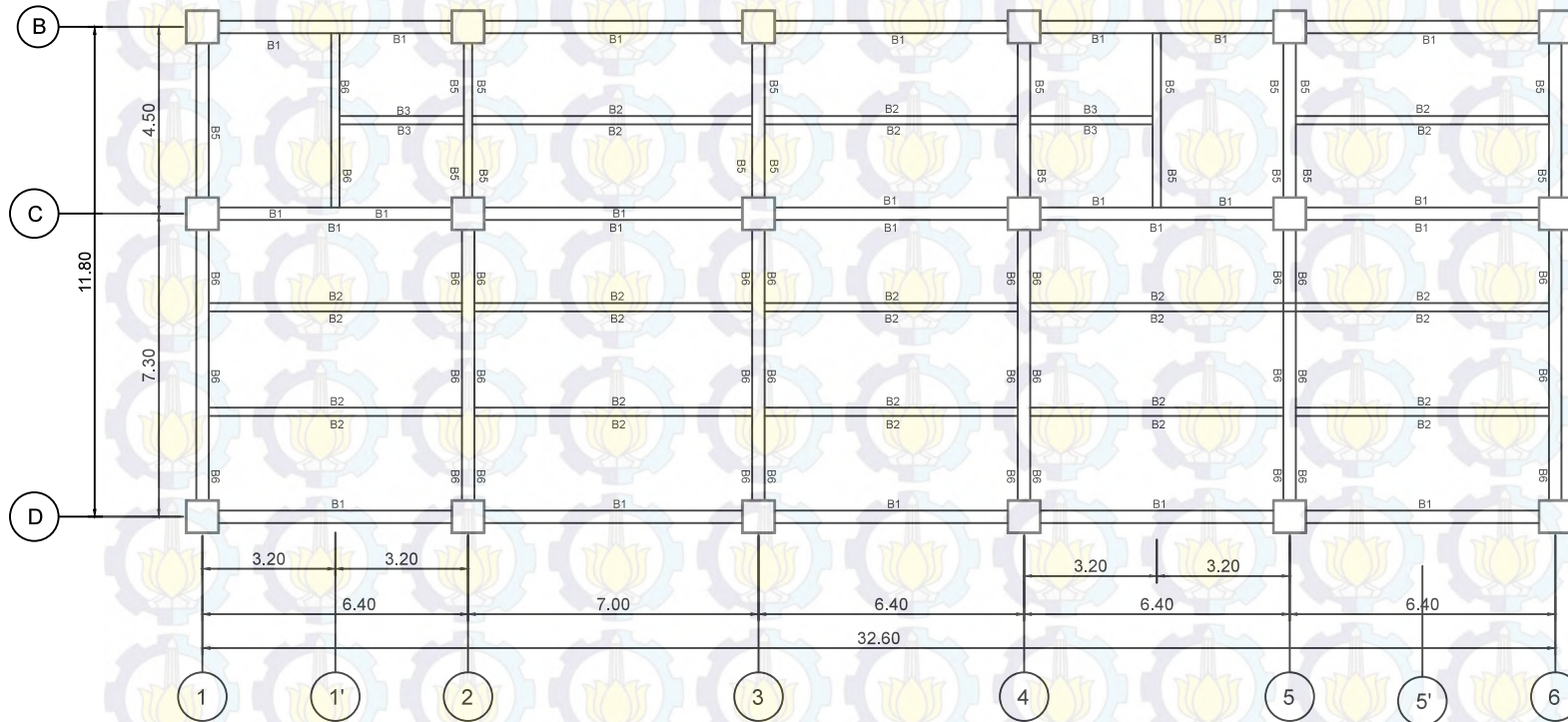
1 : 125

NO. GAMBAR

12

31

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 3, 4, 5 dan 6
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Balok Lantai 7 dan 8

SKALA

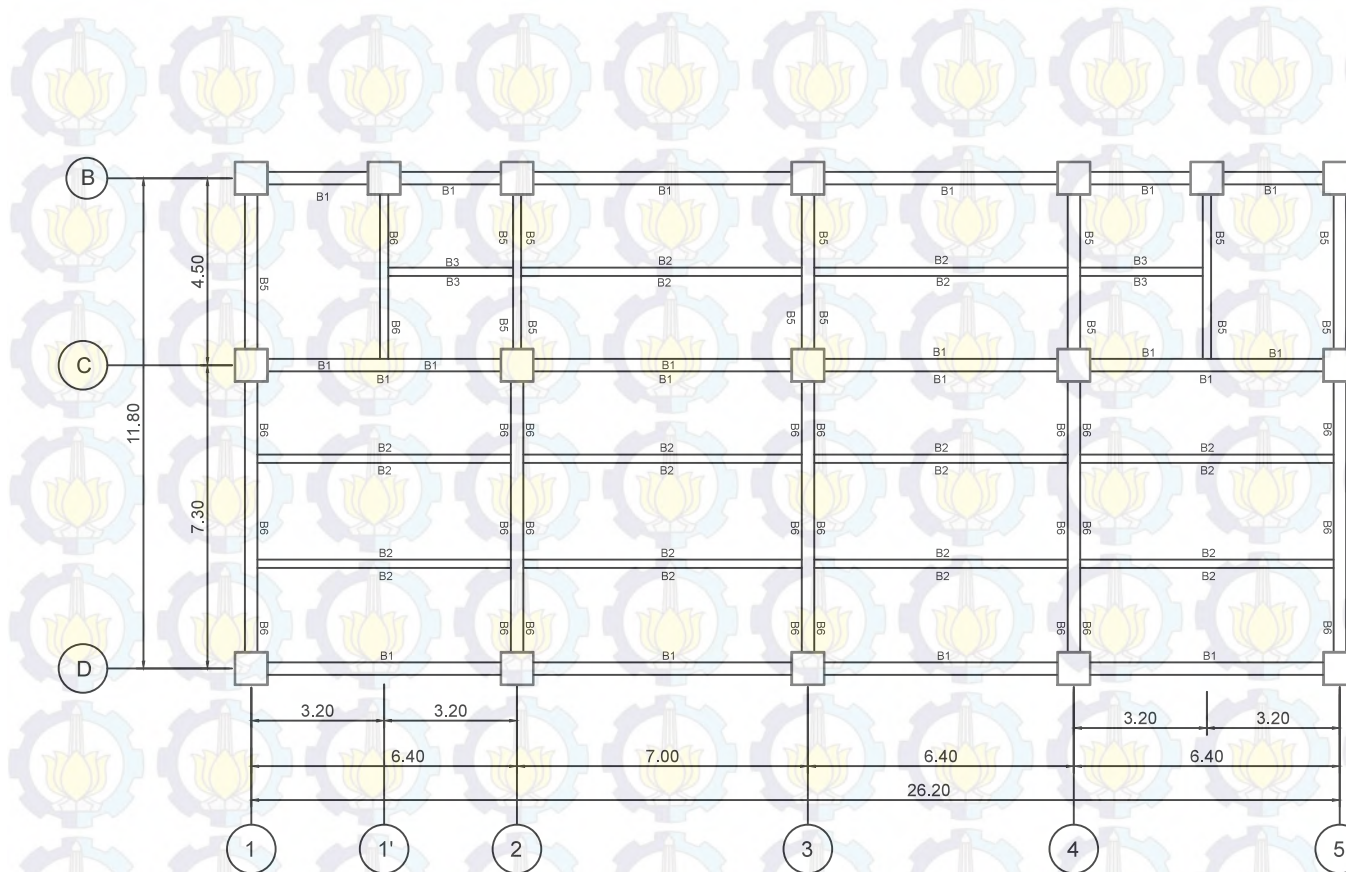
1 : 125

NO. GAMBAR

13

31

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 7 dan 8
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Balok Lantai 9 dan 10

SKALA

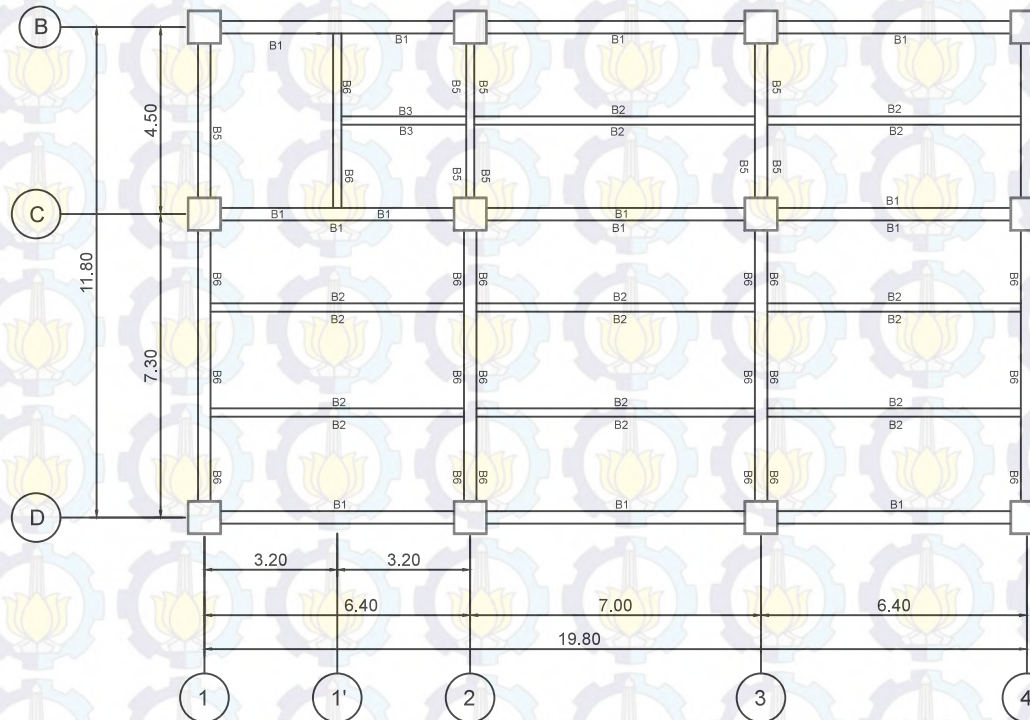
1 : 125

NO. GAMBAR

14

31

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 9 dan 10
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Denah Balok Lantai 11 dan 12

SKALA

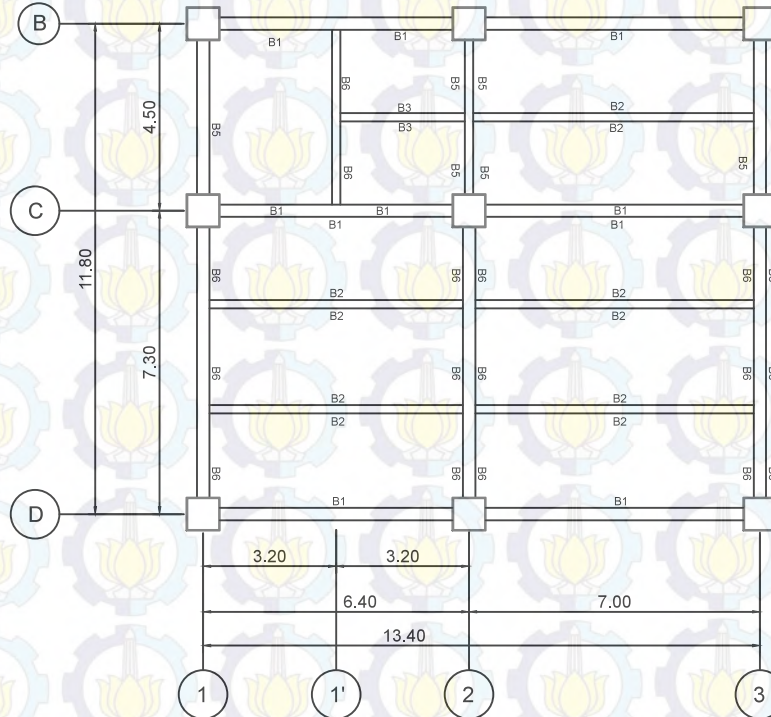
1 : 125

NO. GAMBAR

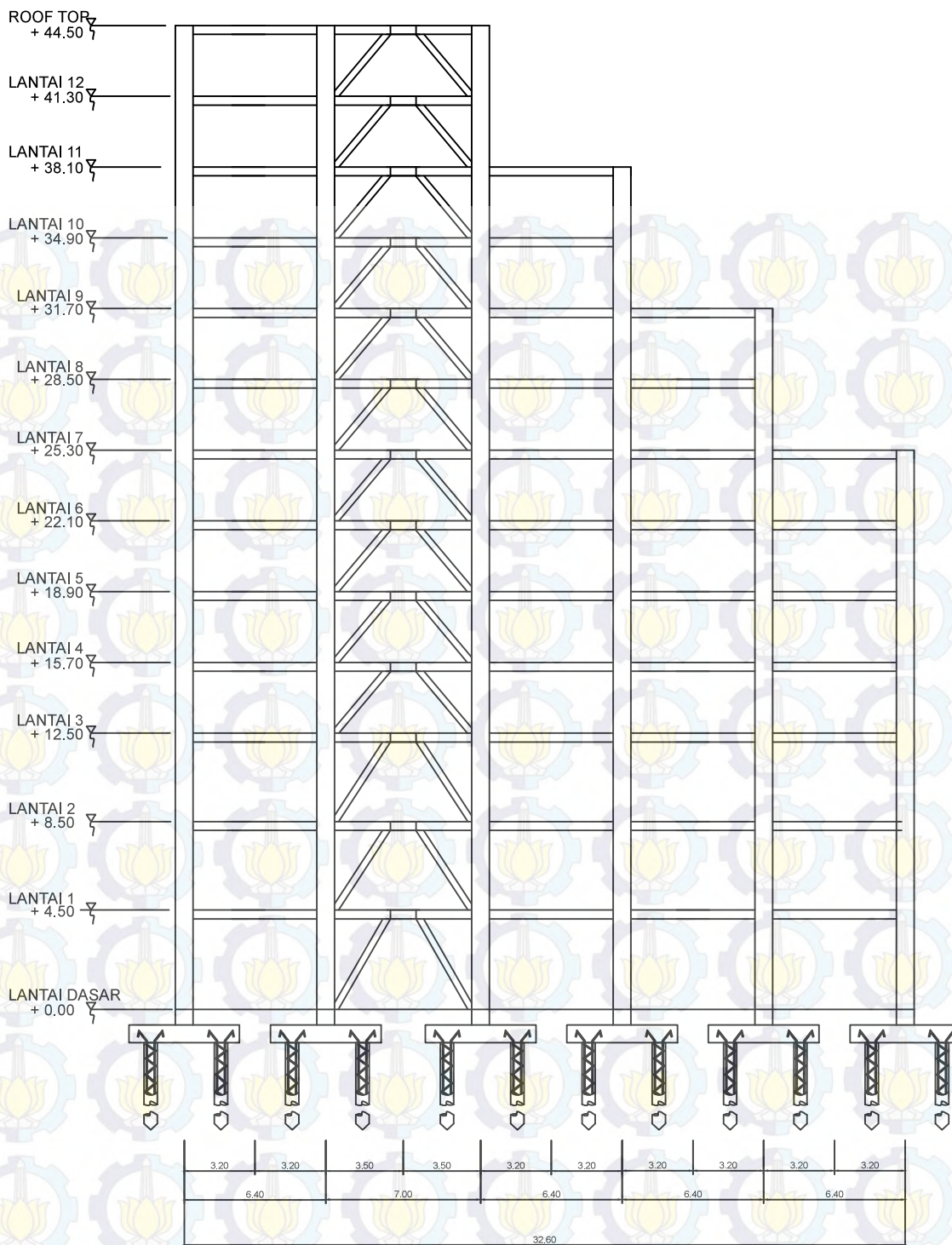
15

31

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 11 dan 12
SKALA 1 : 125



POTONGAN GRID D
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL PROPOSAL
TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Potongan Grid D

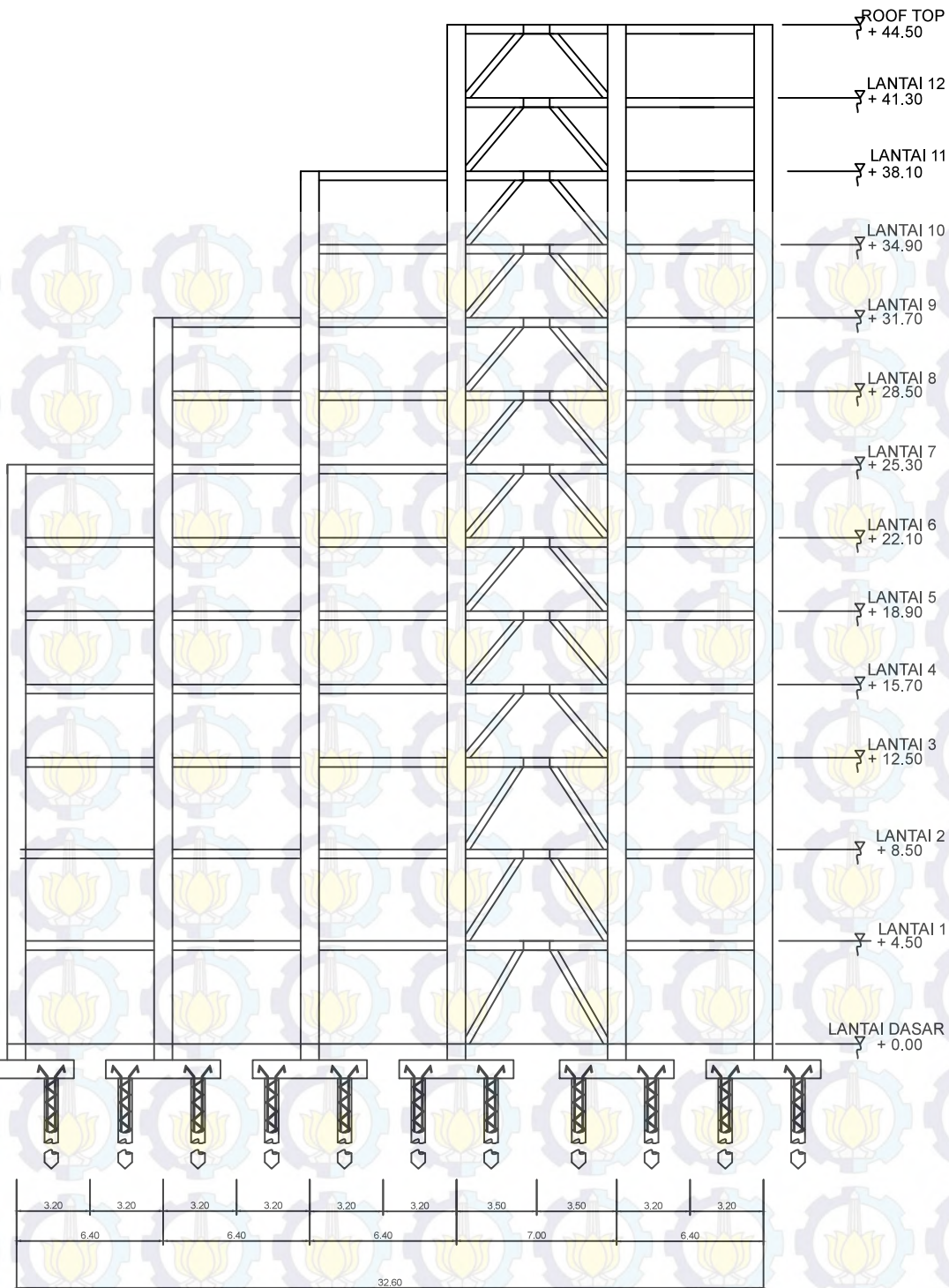
SKALA

1 : 150

NO. GAMBAR

16

CATATAN



POTONGAN GRID B
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL PROPOSAL
TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Potongan Grid B

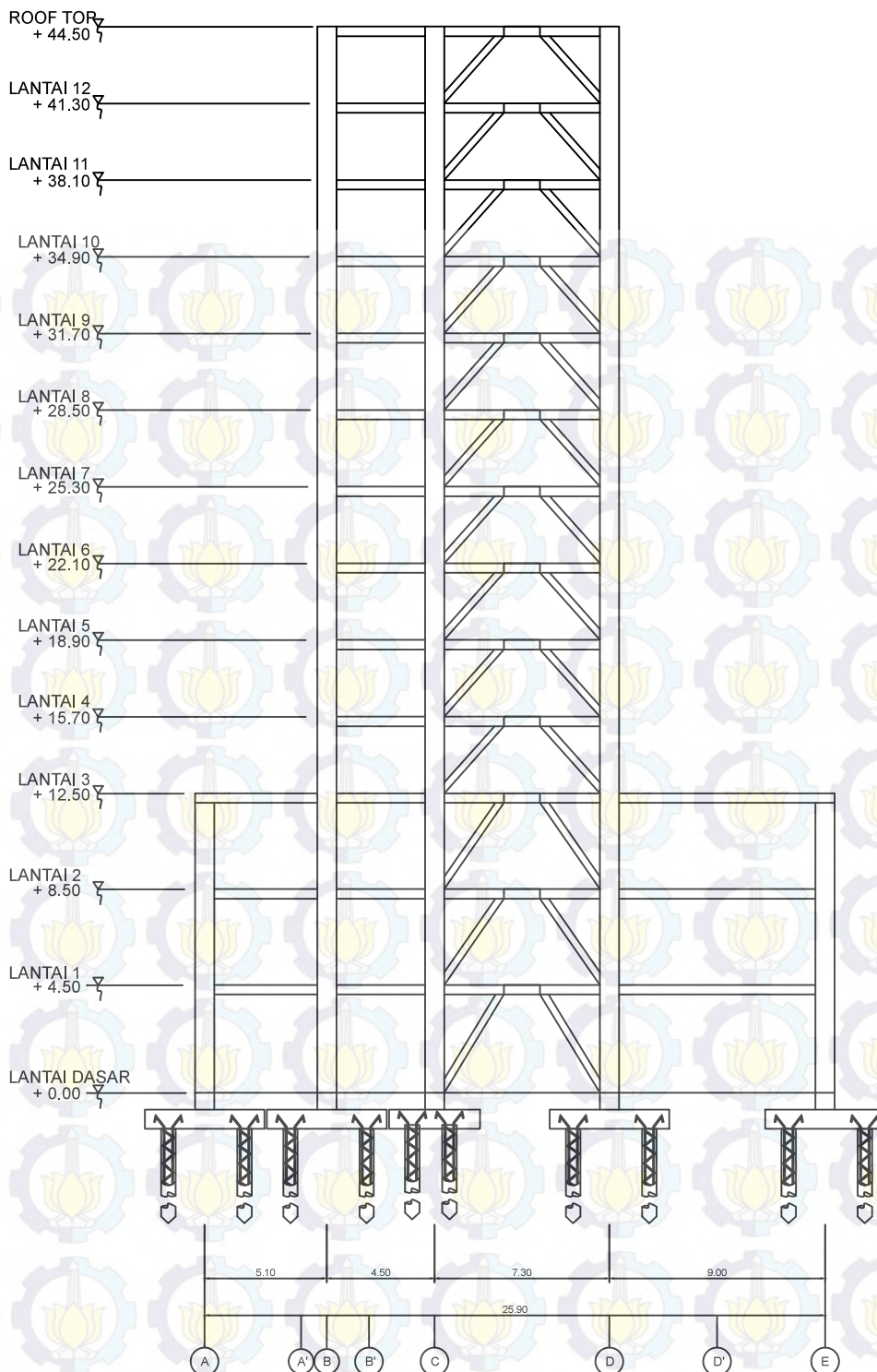
SKALA

1 : 150

NO. GAMBAR

17

CATATAN



POTONGAN GRID 1
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL PROPOSAL
TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Potongan Grid 1

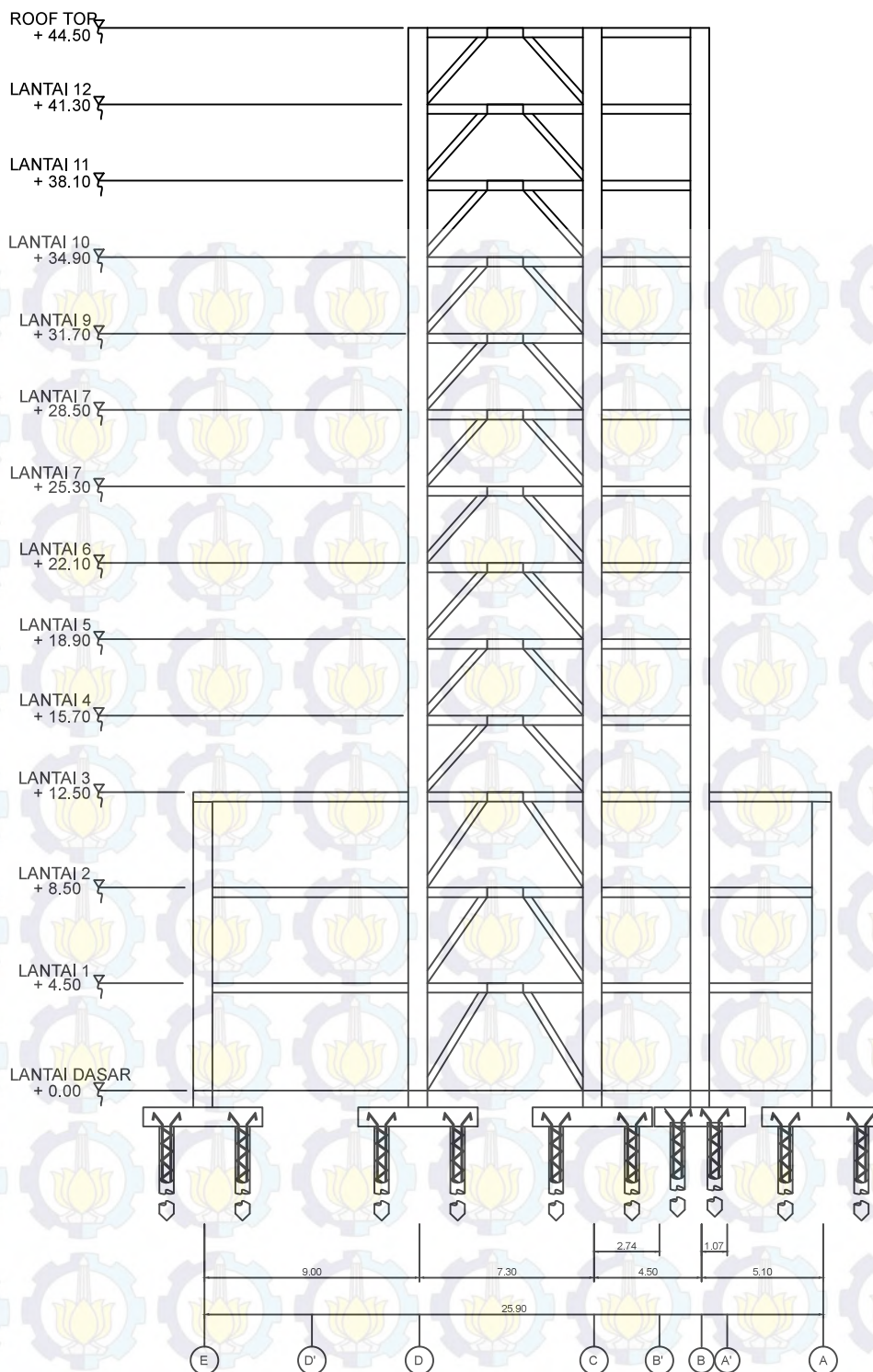
SKALA

1 : 150

NO. GAMBAR

18

CATATAN



POTONGAN GRID 6
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL PROPOSAL
TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

Potongan Grid 6

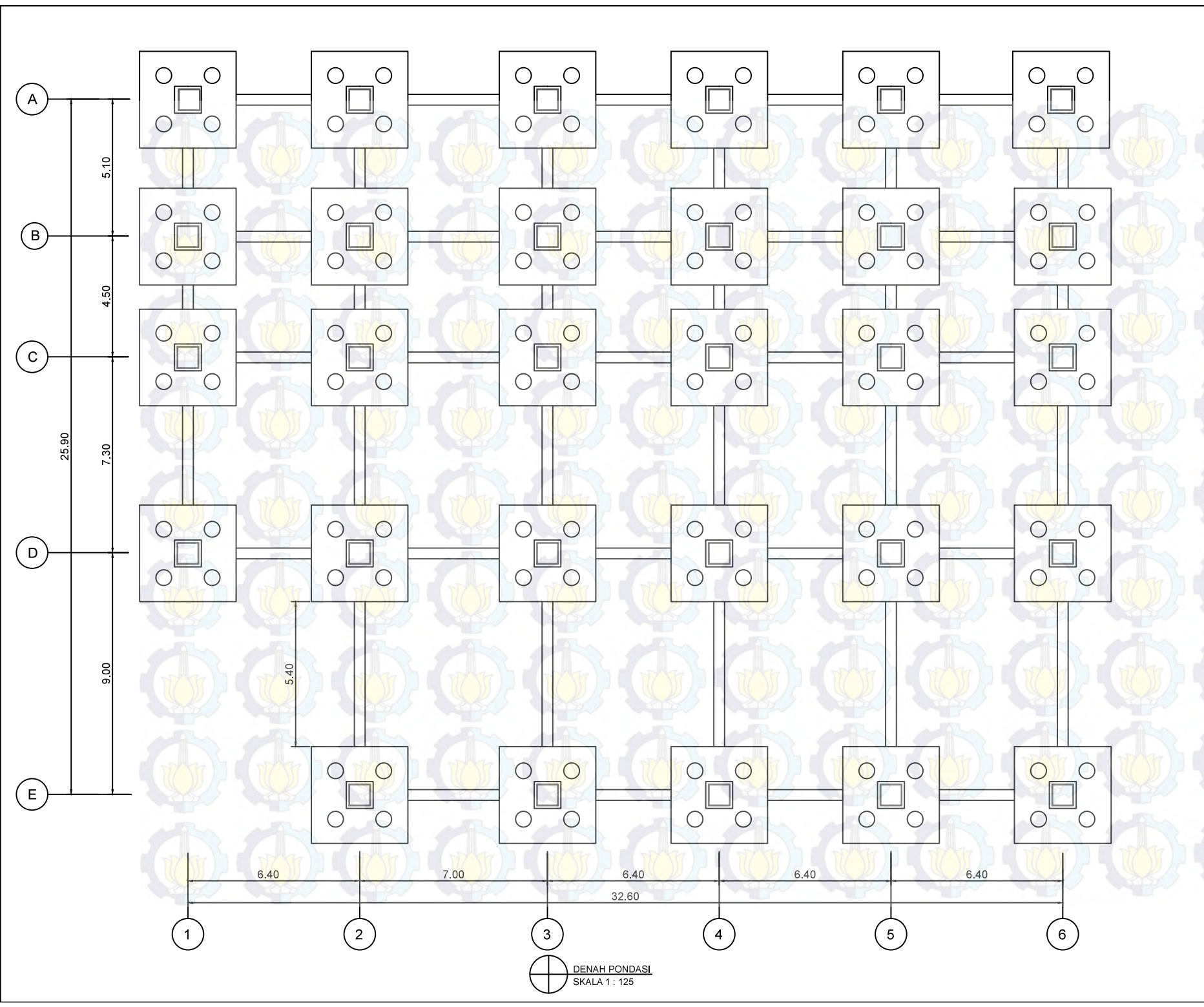
SKALA

1 : 150

NO. GAMBAR

19

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA

1 : 125

NO. GAMBAR

20

31

CATATAN

DENAH PONDASI
SKALA 1 : 125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masuri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

DENAH TANGGA

SKALA

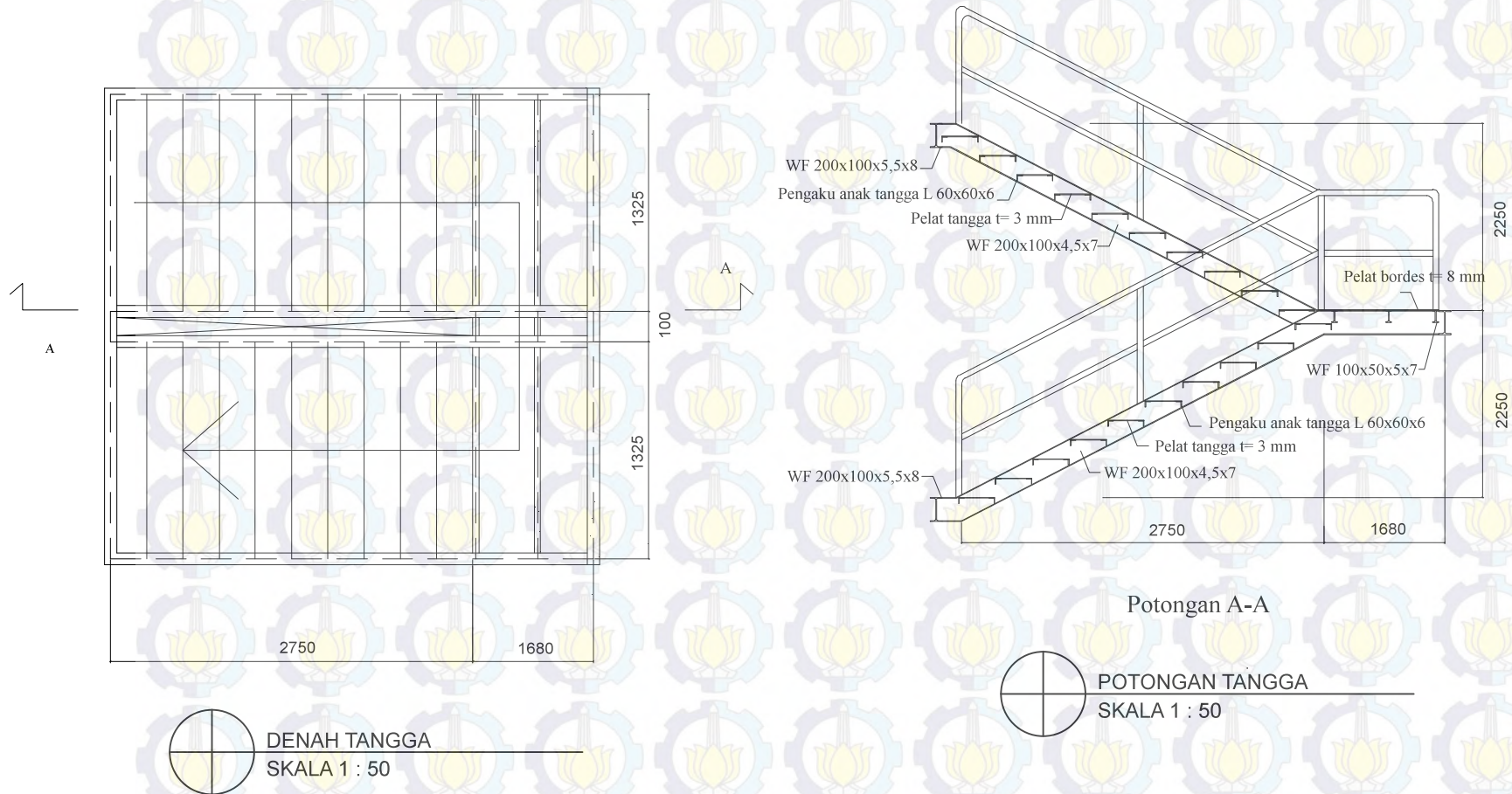
1 : 125

NO. GAMBAR

21

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

PELAT LANTAI

SKALA

1 : 125

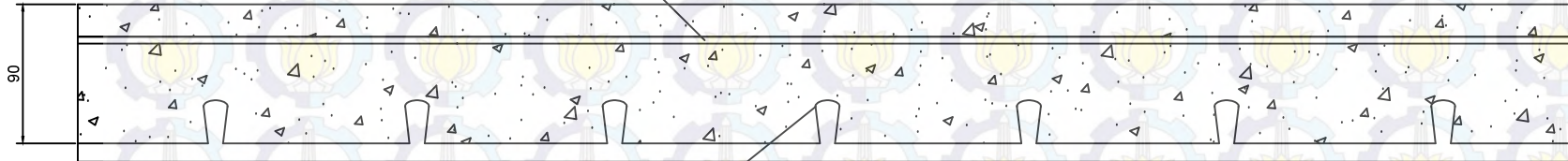
NO. GAMBAR

22

31

CATATAN

Tulangan Ø6 - 125

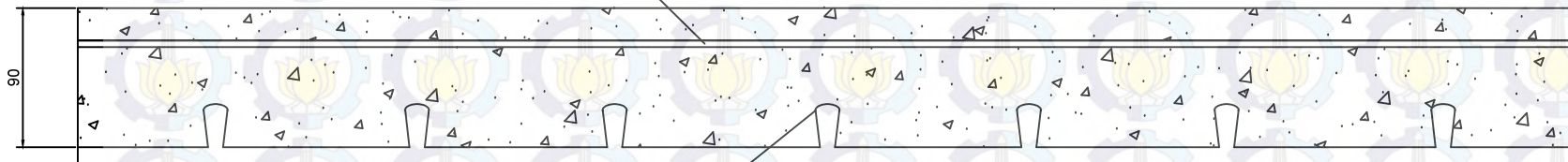


Plat Bondex



PENULANGAN PELAT LANTAI ATAP
SKALA 1 : 125

Tulangan Ø8 - 125



Plat Bondex



PENULANGAN PELAT LANTAI HOTEL
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masuri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK

SKALA

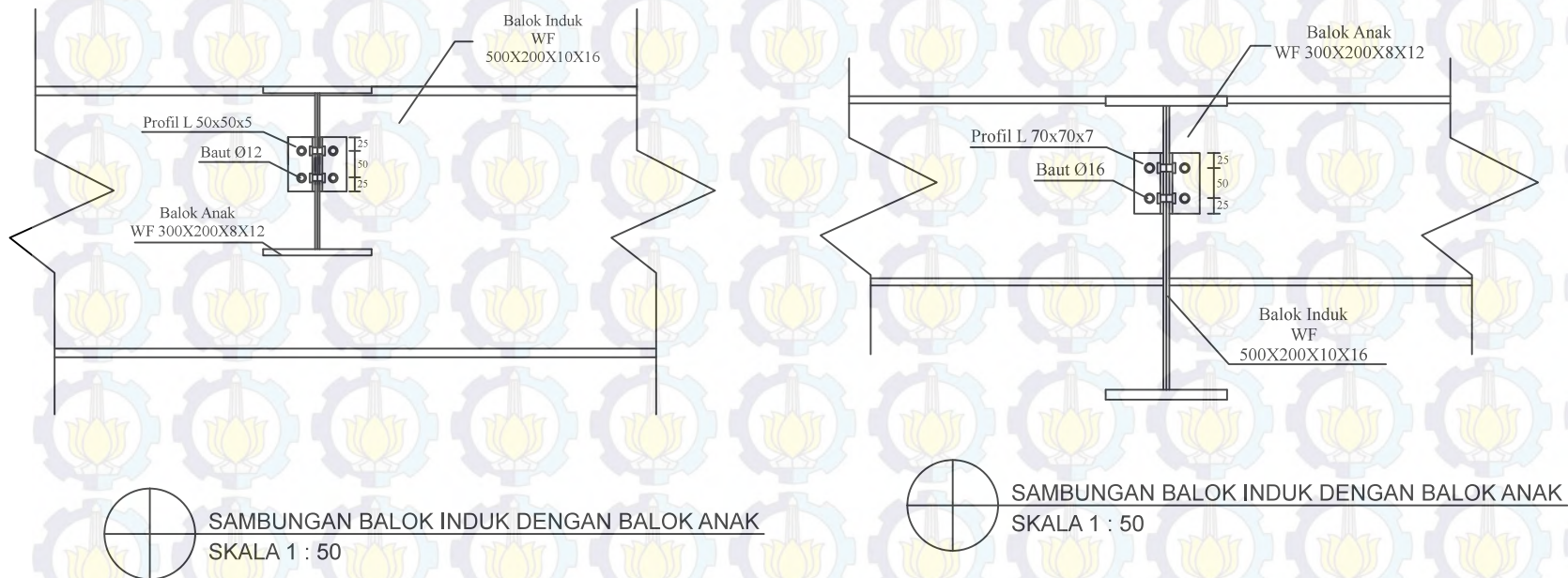
1 : 125

NO. GAMBAR

23

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masuri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK

SKALA

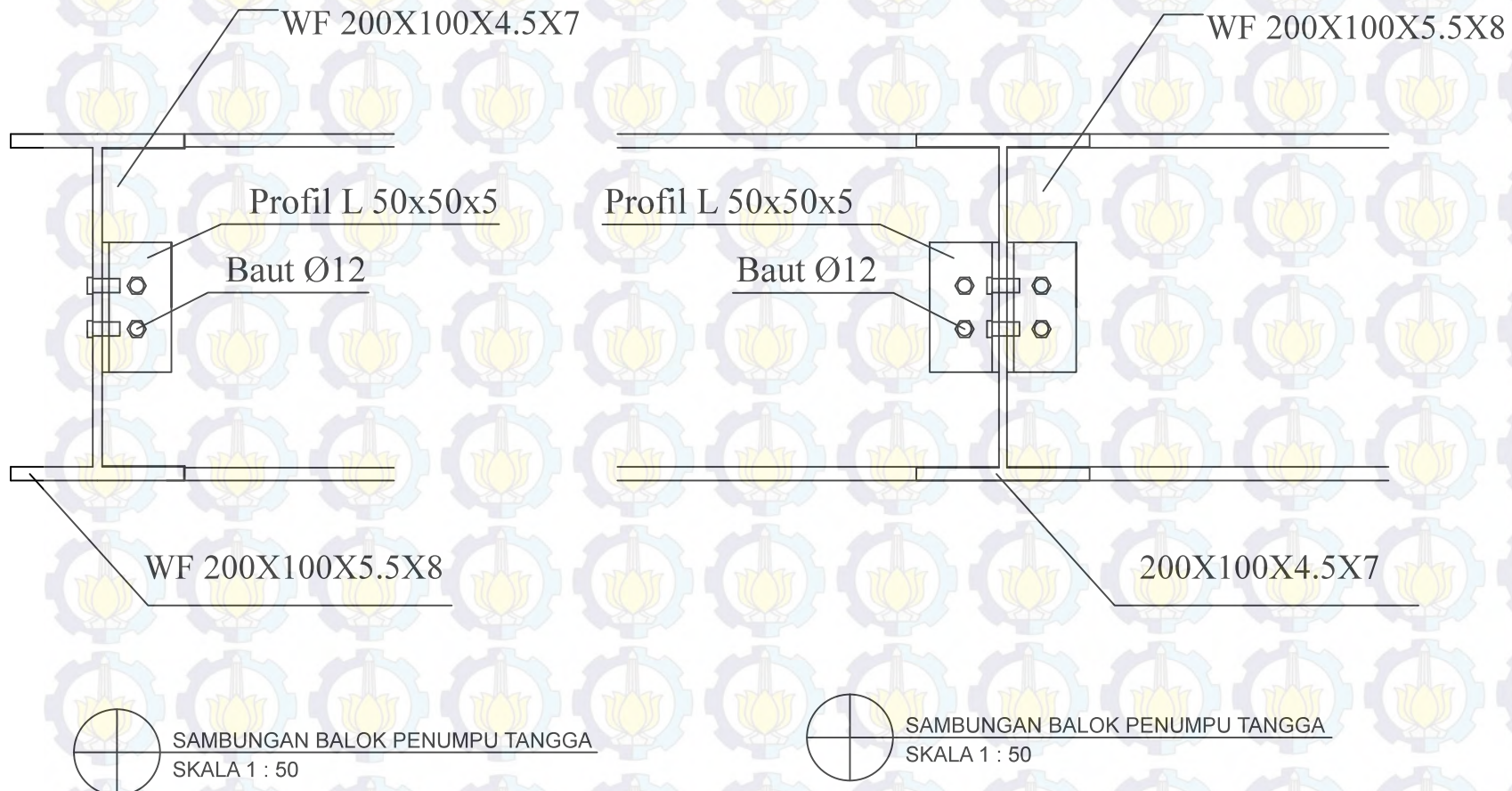
1 : 125

NO. GAMBAR

24

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK

SKALA

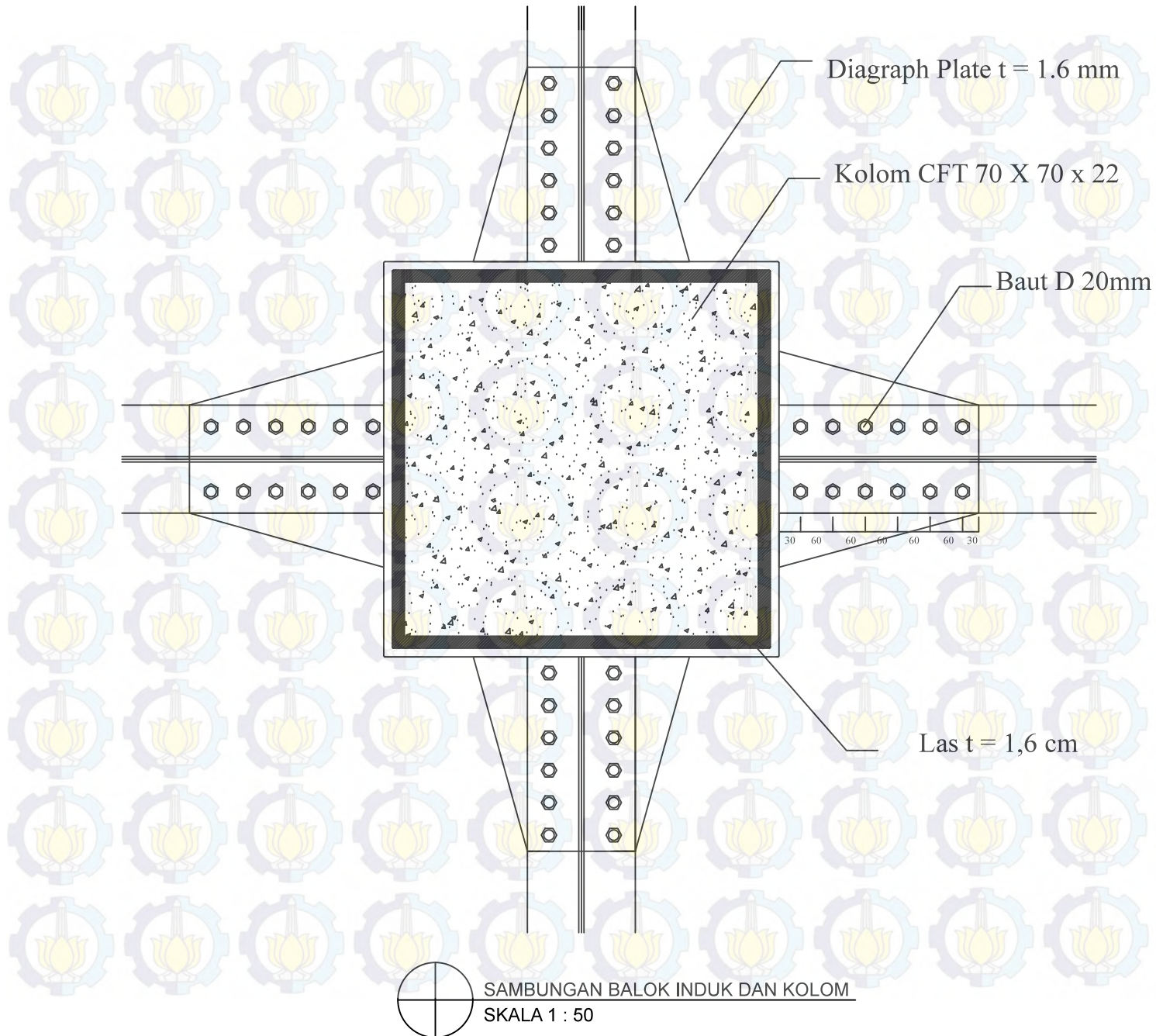
1 : 125

NO. GAMBAR

25

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BREISING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK

SKALA

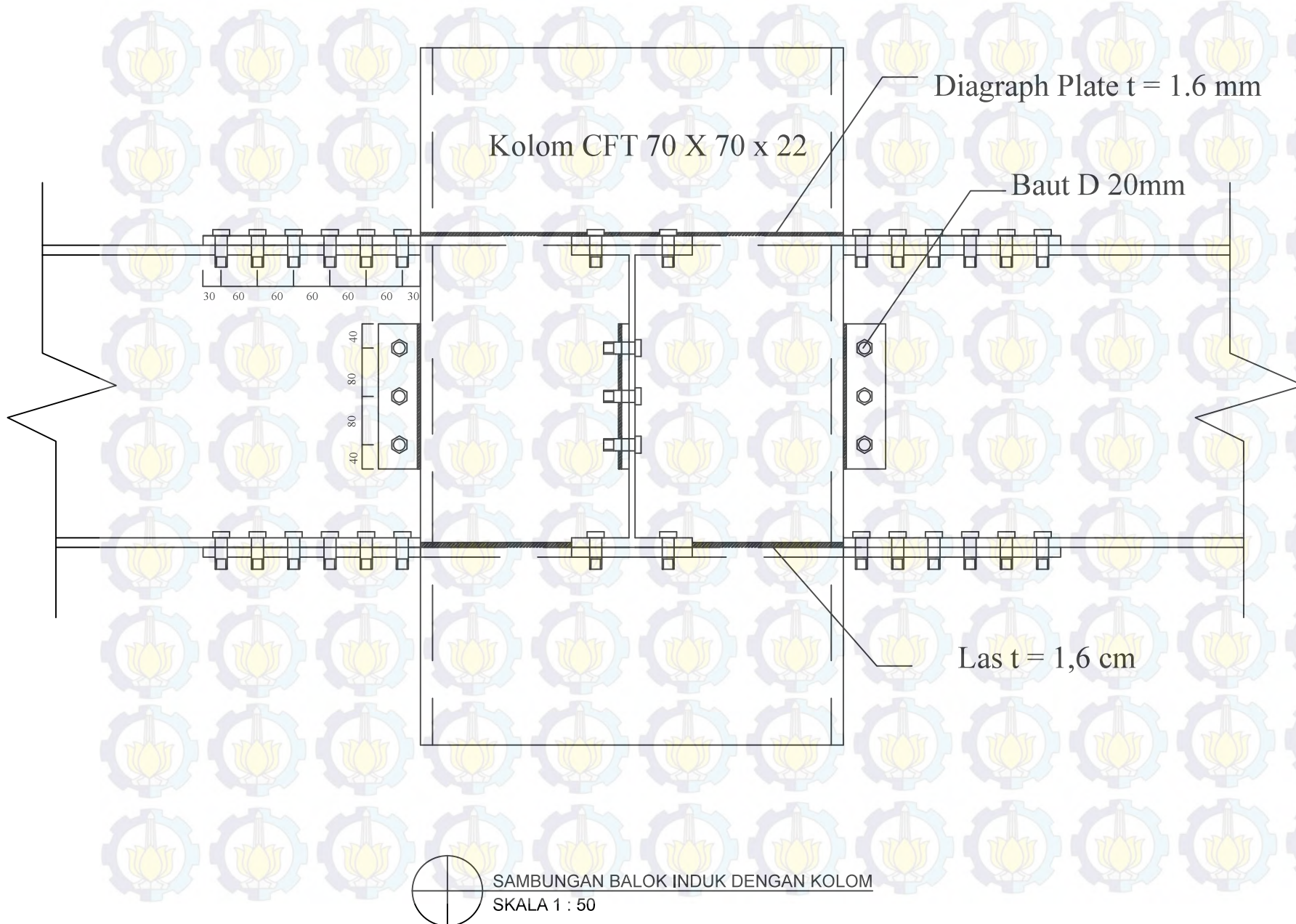
1 : 125

NO. GAMBAR

26

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

SAMBUNGAN BRASING

SKALA

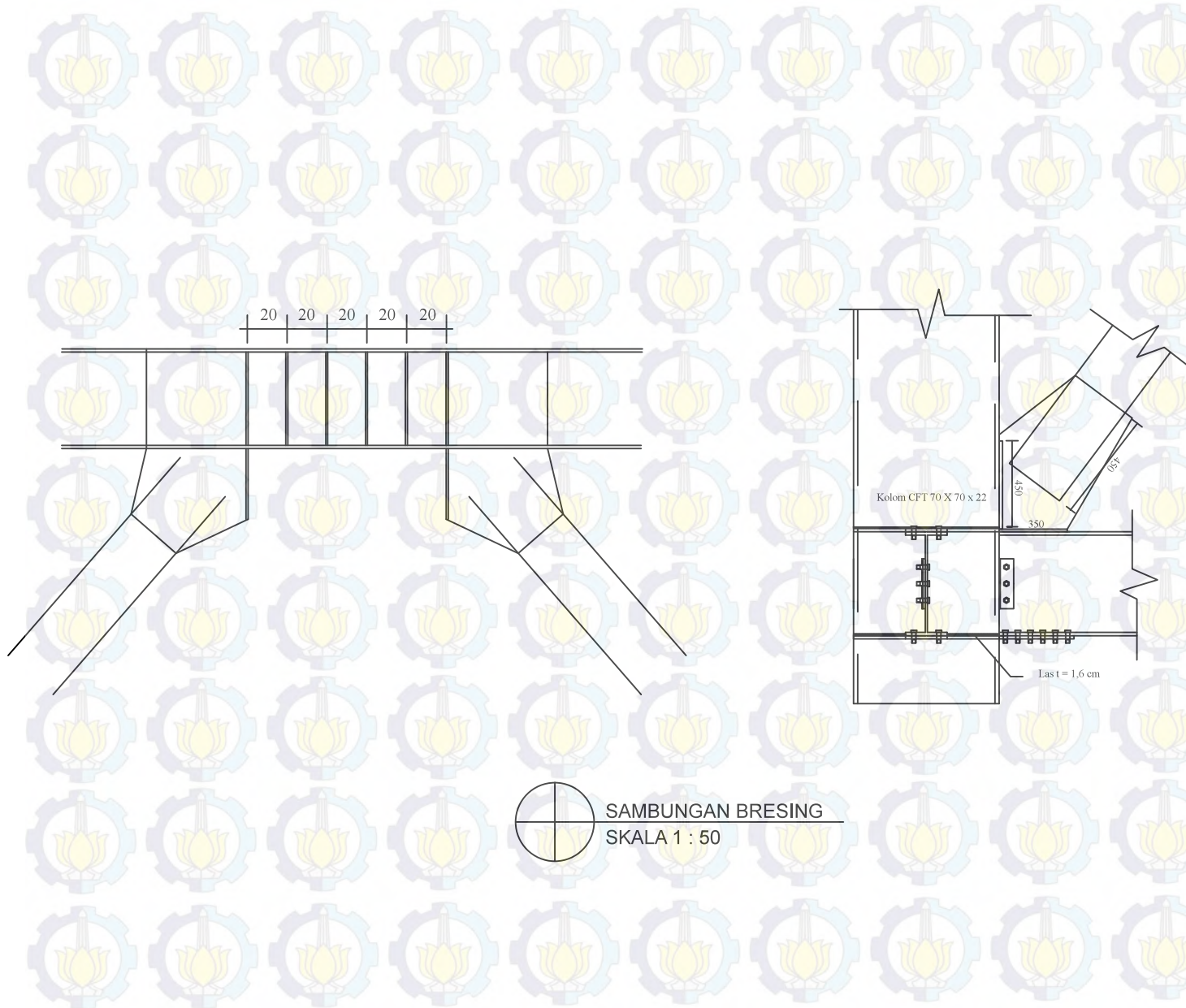
1 : 125

NO. GAMBAR

27

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

DENAH SLOOF

SKALA

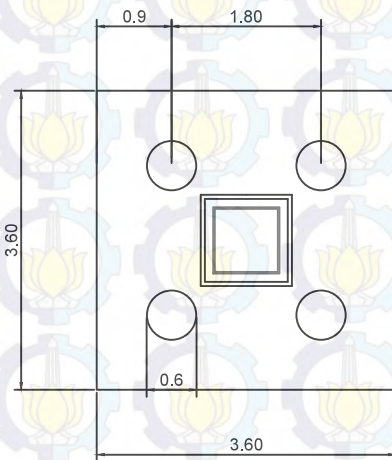
1 : 125

NO. GAMBAR

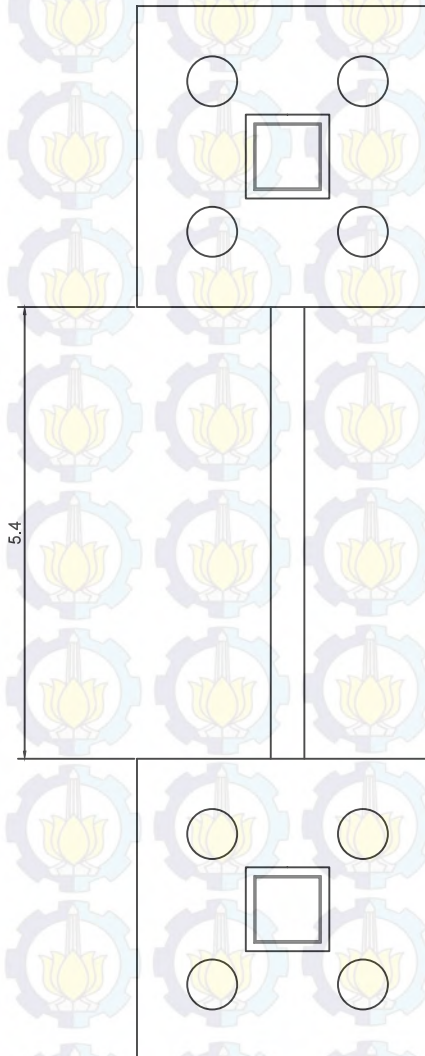
28

31

CATATAN



RENCANA PONDASI KELOMPOK
SKALA 1 : 50



DENAH SLOOF
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

PONDASI

SKALA

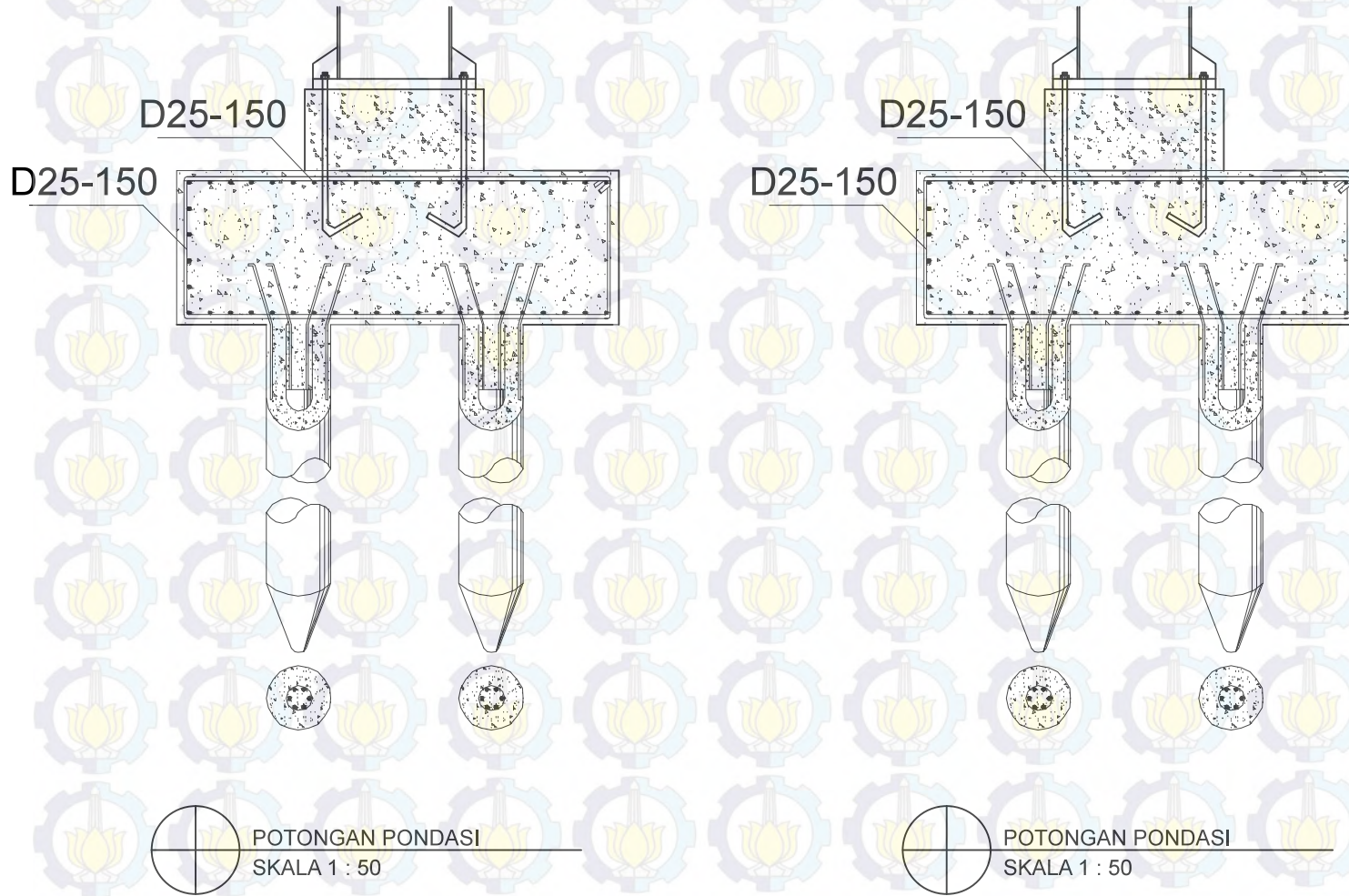
1 : 125

NO. GAMBAR

29

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
HOTEL PERSONA GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN METODE BRESLING
EKSENTRIS

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO ST., MT., Ph.D

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

BASE PLATE

SKALA

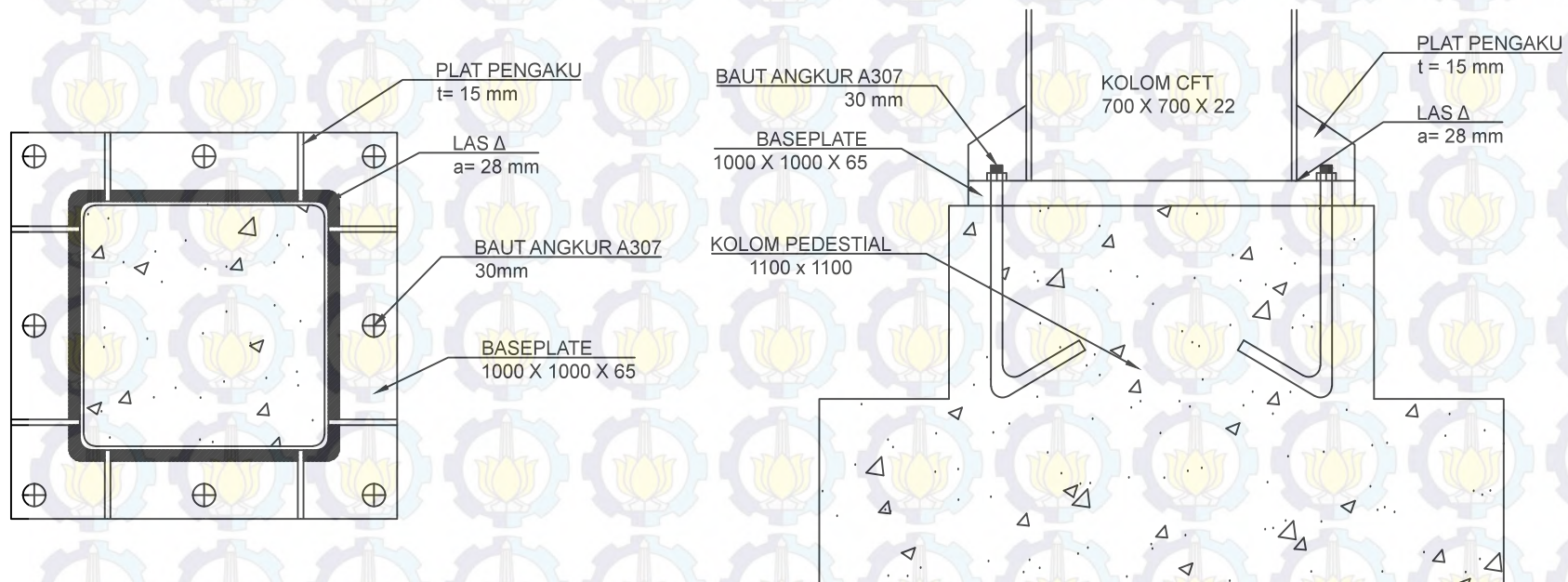
1 : 125

NO. GAMBAR

30

31

CATATAN



DENAH BASE PLATE
SKALA 1 : 50



POTONGAN BASE PLATE
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

MAHASISWA

Masruri Anwar
3110 100 022

GAMBAR

SAMBUNGAN ANTAR
KOLOM

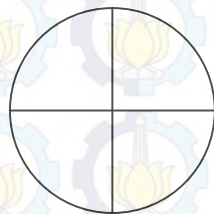
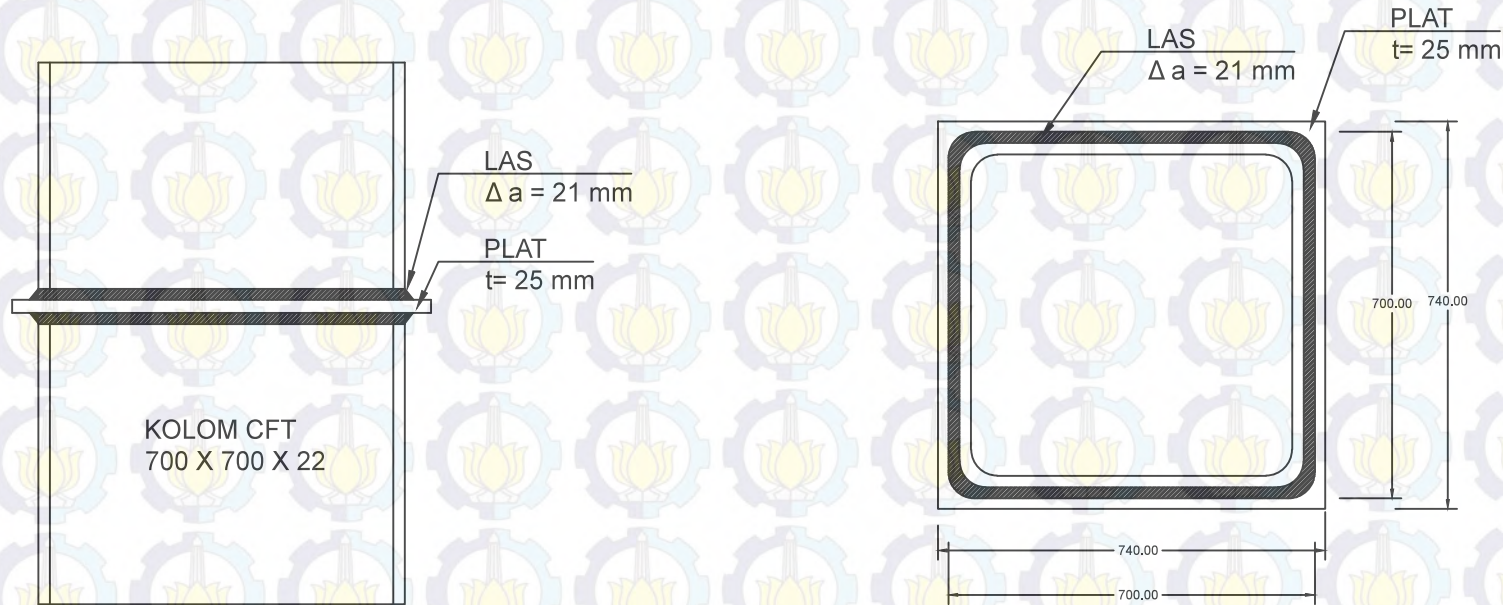
SKALA

NO. GAMBAR

31

31

CATATAN



SAMBUNGAN KOLOM
SKALA 1 : 50

BIODATA PENULIS



Masruri Anwar

Lahir di Bogor pada tanggal 12 Maret 1992. Penulis merupakan anak ke tiga dari empat bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN PAPNDAYAN 1 Bogor (1998-2004), SMP N 5 Bogor (2004-2007) dan SMA Negeri 2 Bogor (2007-2010). Pada tahun 2010 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana (S-1) di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dengan NRP 3110 100 022. Penulis mengambil bidang studi struktur dengan judul tugas akhir **“Modifikasi Perencanaan Struktur Hotel Pessona Gresik dengan Menggunakan Rangka Berpengaku Eksentris”**

Contact Person:

Email : masurianwarTSITS@gmail.com